



UNIVERSIDAD ANDINA

"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO
DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRÁGMA EN
UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA
CIUDAD DE JULIACA".**

PRESENTADA POR:

Bach. CHAMBI TICONA, MILTON JUAN

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

**JULIACA – PERÚ
2018**



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y
CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO
DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN
UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA
CIUDAD DE JULIACA".

PRESENTADA POR:

Bach. CHAMBI TICONA, MILTON JUAN

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:


INGENIERO CIVIL

APROBADA POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

: 
Mgtr. Ing. FELIPE SANTIAGO JARA VIDALÓN VEGA

PRIMER MIEMBRO

: 
Mgtr. Ing. ORLANDO EDILBERTO LA TORRE BARRA

SEGUNDO MIEMBRO

: 
Mgtr. Ing. OSCAR VICENTE VIAMONTE CALLA

ASESOR

: 
Mgtr. Ing. MIGUEL EDUARDO CÓRDOVA CANO

RESOLUCIÓN DECANAL N° 061-2018-D-FICP-UANCV

Juliaca, 04 de mayo de 2018.

VISTOS:

El Informe N° 007-2018-D-EPIC-FICP-UANCV-J, del Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Informe N° 002-2018-FSJV/PJCBT-EPIC-FICP/UANCV del Presidente del Jurado dictaminador del Trabajo de Tesis, RESOLUCIÓN DECANAL N° 309-2017-D-FICP-UANCV, y con el acta de calificación de Perfil de tesis de fecha 06 de octubre de 2017, y el acta de calificación del Borrador de Tesis de fecha 23 de marzo de 2018, para optar al Título Profesional de **Ingeniero Civil**, con el tema titulado: **"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA"**.

CONSIDERANDO:

Que, el(los) Bachiller(es): **CHAMBI TICONA, MILTON JUAN**, ha presentado su Trabajo de Tesis Titulado: **"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA"**.

Que, habiendo procedido de acuerdo al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el presidente de la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías, nominó como Jurado a los siguientes Docentes:

- * **Presidente** : **Mgtr. Ing. FELIPE SANTIAGO JARA VIDALÓN VEGA**
- * **1er Miembro** : **Mgtr. Ing. ORLANDO EDILBERTO LA TORRE BARRA**
- * **2do Miembro** : **Mgtr. Ing. OSCAR VICENTE VIAMONTE CALLA**

Que, el Jurado Dictaminador ha aprobado en su integridad el Trabajo de Tesis titulado: **"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA"**.

Que, la Oficina de Investigación ha aprobado con el Dictamen N° 067-2018 la originalidad del trabajo de investigación titulado **"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA"**.

Estando en la opinión favorable por el Presidente de la Comisión de Grados y Títulos, en concordancia al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria 30220, ley de creación de la UANCV 23738 y modificación, Resolución de Institucionalización 1287-92-ANR D.L. 739, y el Estatuto de la UANCV, el Decano de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO.- APROBAR, el TRABAJO DE TESIS, de el(los) Bachiller(es): **CHAMBI TICONA, MILTON JUAN**, para optar al Título Profesional de **Ingeniero Civil**, con el Tema Titulado: **"MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA"**.

La misma que deberá proceder a la impresión de su borrador de Tesis en limpio, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras - Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

ARTICULO SEGUNDO.- RECONOCER, como **ASESOR DE TESIS** al docente Contratado de la Escuela Profesional Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras Mgtr. Ing. MIGUEL EDUARDO CORDOVA CANO.

ARTICULO TERCERO.- La Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional Ingeniería Civil, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
Dr. ALFREDO T. ZEGARRA BUTRÓN
DECANO



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
Ing. Carlos A. Cáceres Vargas
SECRETARIO ACADÉMICO



DEDICATORIA

Esta Tesis se la dedico a Dios quien supo guiarme por el buen camino, a los estudiantes de esta maravillosa carrera que se esfuerzan en lograr sus objetivos y seguir adelante para optimizar su desempeño profesional; se diferencian por su persistencia en el estudio e investigación ante las adversidades que se presentan a lo largo de la carrera universitaria de Ingeniería Civil.



AGRADECIMIENTO

A mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad; muchos de mis logros se los dedico a ustedes entre los que se incluye este. Me formaron con reglas y con algunas libertades, pero al fin de cuentas, me motivaron constantemente para alcanzar mis anhelos.

A mis hermanas por el apoyo y orientaciones que siempre me brindaron día a día en el transcurso de cada año de mi carrera universitaria.

Me gustaría agradecer sinceramente a mi asesor de Tesis, Mgtr. Ing. Miguel E. Córdova Cano; sus conocimientos, sus orientaciones su manera de trabajar, su persistencia, su paciencia y su motivación han sido fundamentales para concluir mi investigación.



ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	II
ÍNDICE DE CONTENIDOS	III
ÍNDICE DE FIGURAS	V
ÍNDICE DE TABLAS	IX
RESUMEN.	XI
ABSTRACT.....	XII
INTRODUCCIÓN.	XIII
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA.	1
1.1. EXPOSICIÓN DE LA SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.	1
1.2. DIAGNOSTICO SITUACIONAL DE LA PROBLEMÁTICA.	2
1.3. FORMULACIÓN DEL PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.3.1. PROBLEMA GENERAL.....	3
1.3.2. PROBLEMA ESPECÍFICO.	3
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.5. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.	4
1.5.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.....	4
1.5.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA.....	4
1.5.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.	4
1.6. HIPÓTESIS.....	4
1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL.	4
1.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	5
1.7. VARIABLES E INDICADORES.....	5
1.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	5
1.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE.....	5
CAPÍTULO II.....	6
MARCO REFERENCIAL Y MARCO TEÓRICO.	6
2.1. MARCO REFERENCIAL.....	6
2.1.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
2.2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.2.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.	7
2.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN.....	8
2.2.3. DISEÑO POR CORTE.....	12
2.2.4. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	14
2.2.5. DETALLES DE REFUERZO.....	15
2.2.6. LOSA TRADICIONAL.....	19
2.2.7. LOSA COMPUESTA CON VIGUETA PRETENSADA.....	22
2.2.8. LOSAS BIDIRECCIONALES.....	30
CAPÍTULO III.....	41
MARCO METODOLÓGICO.....	41
3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
3.2.1. MEJORAR LA EFICIENCIA ESTRUCTURAL.....	42



3.2.2. REDUCIR COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.	42
3.2.3. MEJORAR TIEMPO DE EJECUCIÓN.	42
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.	42
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	42
CAPÍTULO IV.	44
CÁLCULO DEL EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO.	44
4.1. ESTRUCTURACIÓN Y PRE-DIMENSIONAMIENTO.	44
4.4.1. ESTRUCTURACIÓN.	44
4.1.2. PRE-DIMENSIONAMIENTO.	46
4.2. ANÁLISIS ESTATICO POR CARGAS DE GRAVEDAD.	54
4.2.1. INTRODUCCIÓN.	54
4.2.2. CARGAS DE DISEÑO.	54
4.2.3. MODELO ESTRUCTURAL.	54
4.3. ANÁLISIS SÍSMICO.	58
4.3.1. INTRODUCCIÓN.	58
4.3.2. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.	58
4.3.3. ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.	60
4.3.4. FUERZAS INTERNAS.	66
4.3.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.	70
4.4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	71
4.4.1. DISEÑO DE LOSAS.	71
4.4.2. DISEÑO DE VIGAS.	91
4.4.3. DISEÑO DE COLUMNAS.	95
4.4.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE.	97
4.4.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.	101
4.4.6. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.	108
4.4.7. DISEÑO DE ESCALERAS.	112
4.4.8. DISEÑO DE CISTERNA, TANQUE ELEVADO.	115
CAPÍTULO V.	124
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DIAFRAGMAS PROPUESTOS EN LA EDIFICACIÓN.	124
5.1. ANÁLISIS DE RESISTENCIA.	124
5.1.1. ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.	124
5.2. EVALUACIÓN DE COSTOS.	129
5.3. EVALUACIÓN DE TIEMPO.	132
5.4. EVALUACIÓN DEL MODELO PROPUESTO.	135
CAPÍTULO VI.	136
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	136
6.1. CONCLUSIONES.	136
6.2. RECOMENDACIONES.	137
BIBLIOGRAFIA.	138
ANEXOS.	142



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: BLOQUE DE COMPRESIONES.	9
FIGURA 2: REQUERIMIENTOS DE ESTRIBOS EN VIGAS.	13
FIGURA 3: REQUERIMIENTOS DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.	14
FIGURA 4: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.	15
FIGURA 5: RECUBRIMIENTOS CONVENCIONALES.	16
FIGURA 6: DETALLE DE GANCHO ESTANDAR.	17
FIGURA 7: CONFIGURACION DE EMPALME EN VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS.	17
FIGURA 8: CORTE DE ACERO EN MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO.	18
FIGURA 9: ESPACIAMIENTO MÍNIMOS Y MÁXIMOS DE BARRAS.	18
FIGURA 10: DETALLE DE ESTRIBO.	19
FIGURA 11: SECCIÓN TÍPICA DEL SISTEMA DE LOSA ALIGERADA.	19
FIGURA 12: VISTA DEL ENCOFRADO PARA UNA LOSA.	21
FIGURA 13: HABILITACIÓN DE LA BOVEDILLA, FIERRO, ETC.	21
FIGURA 14: VACIADO DEL CONCRETO.	22
FIGURA 15: NIVELACIÓN DE LA LOSA.	22
FIGURA 16: VIGUETA 11x10.	23
FIGURA 17: ESPECIFICACIONES DE LA VIGUETA PRETENSADA.	23
FIGURA 18: CARACTERÍSTICA DE BOVEDILLA.	25
FIGURA 19: PANORAMA FINAL DESPUÉS DE HABER IZADOS TODOS LOS ELEMENTOS.	27
FIGURA 20: DETALLE EN EXTREMOS DISCONTINUOS.	28
FIGURA 21: DETALLE DE APOYOS CONTINUOS.	28
FIGURA 22: DETALLE VIGUETA – PLACA.	28
FIGURA 23: DETALLE DE ENTABLADO DE BOVEDILLA EN VIGAS PERALTADAS.	28
FIGURA 24: DETALLE DE INSTALACIONES SANITARIAS PARALELAS A LA VIGUETA.	29
FIGURA 25: DETALLE DE INSTALACIONES SANITARIAS PERPENDICULARES A LA VIGUETA.	29
FIGURA 26: DETALLE ACERO DE TEMPERATURA.	29
FIGURA 27: DETALLE DE VOLADIZOS.	29
FIGURA 28: FRANJAS CENTRALES EN UN PANEL DE ENTREPISO.	30
FIGURA 29: FRANJAS DE DISEÑO EN CADA DIRECCIÓN.	32
FIGURA 30: MOMENTOS EN SECCIONES CRÍTICAS DE TABLERO.	33
FIGURA 31: FRANJA DE COLUMNA $L_2 \leq L_1$	35
FIGURA 32: FRANJA DE COLUMNA $L_2 > L_1$	36
FIGURA 33: RELACIÓN DE RIGIDECES PARA SECCIONES DE VIGAS Y LOSAS.	37
FIGURA 34: SECUENCIA DE DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN.	46



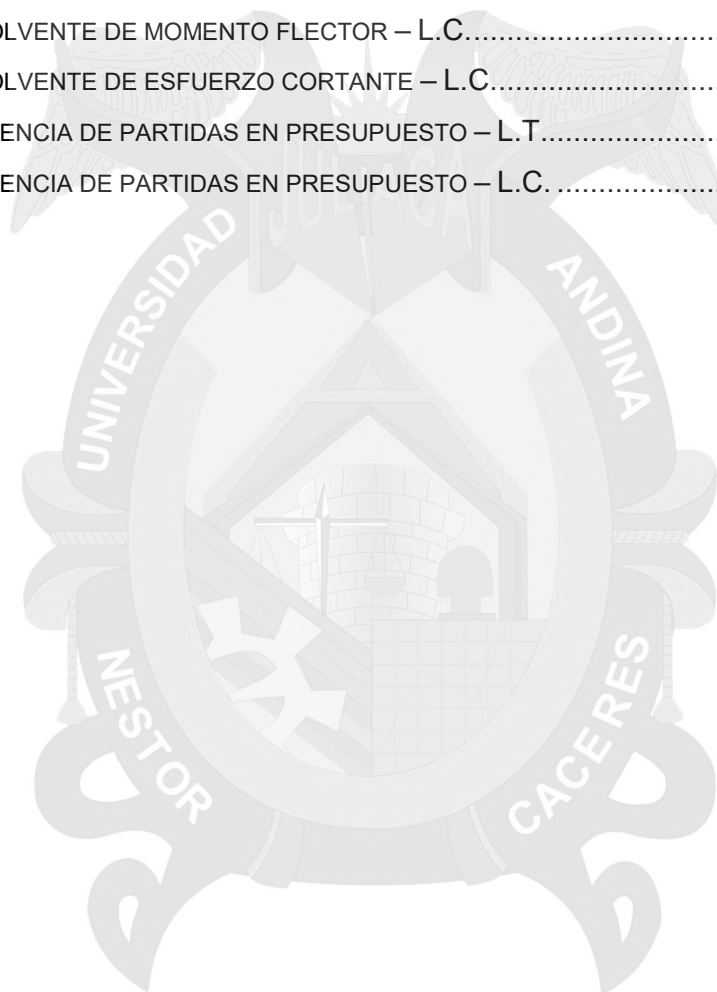
FIGURA 35: SECCION TRANSVERSAL DEL ALIGERADO SELECCIONADO.	47
FIGURA 36: PLANTA TÍPICA DE LA EDIFICACIÓN.	53
FIGURA 37: DETALLE DE LOSA ALIGERADA.....	55
FIGURA 38: MODELO ESTRUCTURAL DE LA VIGUETA.....	55
FIGURA 39: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR.....	55
FIGURA 40: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE.....	55
FIGURA 41: DETALLE DE LOSA COMPUESTA CON VIGUETA PRETENSADA.....	55
FIGURA 42: MODELO ESTRUCTURAL DE LA VIGUETA.....	56
FIGURA 43: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR.....	56
FIGURA 44: DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE.....	56
FIGURA 45: MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	56
FIGURA 46: MODELO DEL ENCOFRADO DE TECHO DEL OCTAVO PISO.....	57
FIGURA 47: MODELO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA EN ETABS PÓRTICOS EN X-X.....	59
FIGURA 48: MODELO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA EN ETABS PÓRTICOS EN Y-Y.....	59
FIGURA 49: MODELO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA EN ETABS PLANTA.....	60
FIGURA 50: PSEUDO-ACELERACIÓN ESPECTRAL.....	62
FIGURA 51: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEL PÓRTICO EJE B PARA SISMO XX – L.T.....	66
FIGURA 52: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEL PÓRTICO EJE B PARA SISMO XX – L.T.....	67
FIGURA 53: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEL PÓRTICO EJE 5 PARA SISMO YY – L.T.....	67
FIGURA 54: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEL PÓRTICO EJE 5 PARA SISMO YY – L.T.....	68
FIGURA 55: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEL PÓRTICO EJE B PARA SISMO XX – L.C.	68
FIGURA 56: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEL PÓRTICO EJE B PARA SISMO XX – L.C.....	69
FIGURA 57: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEL PORTICO EJE 5 PARA SISMO YY – L.C.....	69
FIGURA 58: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEL PORTICO EJE 5 PARA SISMO YY – L.C.....	70
FIGURA 59: PAÑO DE LOSA BIDIRECCIONAL A DISEÑAR M.C.....	72
FIGURA 60: MOMENTOS OBTENIDOS POR EL MÉTODO DE COEFICIENTES.....	74
FIGURA 61: PAÑO DE LOSA BIDIRECCIONAL A DISEÑAR M.D.....	75
FIGURA 62: TRAMO DE VIGUETA TRADICIONAL PARA DISEÑO.....	79
FIGURA 63: ALTERNANCIA DE CARGAS Y DIAGRAMAS DE L.T.....	80
FIGURA 64: DISEÑO FINAL DE LOSA TRADICIONAL.....	84
FIGURA 65: TRAMO DE VIGUETA PRETENSADA PARA DISEÑO.....	85
FIGURA 66: ALTERNANCIA DE CARGAS Y DIAGRAMAS DE L.C.....	87
FIGURA 67: DISEÑO FINAL DE LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS.....	90
FIGURA 68: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR.....	91



FIGURA 69: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE.....	91
FIGURA 70: DISEÑO FINAL DE VIGA V-502.	94
FIGURA 71: DIAGRAMA DE INTERACCION DE C-1.....	96
FIGURA 72: DESARROLLO DE COLUMNA C-1.....	97
FIGURA 73: ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO EN LOS EXTREMOS.	98
FIGURA 74: ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO DE 25X50CM.....	98
FIGURA 75: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA PLACA P-4.	99
FIGURA 76: ARMADO DE PLACA P-4.	101
FIGURA 77: ESQUEMA DE LA ZAPATA.	102
FIGURA 78: DISEÑO FINAL DE LA ZAPATA Z-4.....	104
FIGURA 79: ESQUEMA GENERAL DE LA ZAPATA Y VIGA DE CIMENTACIÓN.....	105
FIGURA 80: MODELO ANALÍTICO DE VIGA DE CIMENTACIÓN.	106
FIGURA 81: DISEÑO FINAL DE VIGA DE CIMENTACIÓN VC-1.....	107
FIGURA 82: EMPUJE DEL TERRENO SOBRE EL MURO DE CONTENCION.	108
FIGURA 83: DISEÑO FINAL DEL MURO DE CONTENCIÓN.....	111
FIGURA 84: MODELO UTILIZADO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESCALERA.	113
FIGURA 85: DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE.....	113
FIGURA 86: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR.....	113
FIGURA 87: DISEÑO FINAL DEL 1 ^{ER} TRAMO ESCALERA.	114
FIGURA 88: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LA TAPA DE LA CISTERNA.	115
FIGURA 89: DIAGRAMA DE ESFUERZO CORTANTE DE LA TAPA DE LA CISTERNA.	116
FIGURA 90: MODELO ANALÍTICO DE PARED DE LA CISTERNA.	117
FIGURA 91: MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE PARED DE LA CISTERNA.....	117
FIGURA 92: DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMOS DE PARED DE LA CISTERNA.	118
FIGURA 93: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LA TAPA DEL TANQUE ELEVADO.	119
FIGURA 94: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DE LA TAPA DEL TANQUE ELEVADO.....	120
FIGURA 95: DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LOSA DE FONDO DEL TANQUE ELEVADO.	121
FIGURA 96: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DE LOSA DE FONDO DEL TANQUE ELEVADO.	121
FIGURA 97: MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE PARED DEL TANQUE ELEVADO.	122
FIGURA 98: DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMOS DE PARED DEL TANQUE ELEVADO.....	122
FIGURA 99: DERIVAS INELÁSTICAS SISMO X – L.T.	125



FIGURA 100: DERIVAS INELÁSTICAS SISMO Y – L.T.	125
FIGURA 101: CORTANTE BASAL EN EL SENTIDO X – L.T.....	126
FIGURA 102: CORTANTE BASAL EN EL SENTIDO Y - L.T.	126
FIGURA 103: ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR – L.T.....	127
FIGURA 104: ENVOLVENTE DE ESFUERZO CORTANTE – L.T.....	127
FIGURA 105: DERIVAS INELÁSTICAS SISMO X – L.C.....	127
FIGURA 106: DERIVAS INELÁSTICAS SISMO Y – L.C.....	128
FIGURA 107: CORTANTE BASAL EN EL SENTIDO Y – L.C.	128
FIGURA 108: CORTANTE BASAL EN EL SENTIDO Y – L.C.	128
FIGURA 109: ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR – L.C.....	129
FIGURA 110: ENVOLVENTE DE ESFUERZO CORTANTE – L.C.....	129
FIGURA 111: INCIDENCIA DE PARTIDAS EN PRESUPUESTO – L.T.....	131
FIGURA 112: INCIDENCIA DE PARTIDAS EN PRESUPUESTO – L.C.	131





ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: TABLA DE FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.	8
TABLA 2: PARÁMETROS DE DEFLEXIÓN DIFERIDA.	11
TABLA 3: DEFLEXIONES MÁXIMAS.	12
TABLA 4: LONGITUD DE ANCLAJE DE BARRA.	16
TABLA 5: CONSUMO DE CONCRETO.	20
TABLA 6: PESO DEL ALIGERADO SEGÚN SU ESPESOR.	20
TABLA 7: APORTE DEL CONCRETO.	20
TABLA 8: COMBINACIONES DE PERALTES Y ESPACIAMIENTOS.	23
TABLA 9: CARACTERÍSTICA DE LAS VIGUETAS PRETENSADAS.	24
TABLA 10: CARACTERÍSTICAS DE BOVEDILLA SEGÚN SU ESPACIAMIENTO Y PERALTE.	24
TABLA 11: LOSA DE CONCRETO DE 5 CM.	25
TABLA 12: CONSUMOS DE CONCRETO.	25
TABLA 13: PESOS DE LOSA.	25
TABLA 14: CORTANTE EN LA LOSA SEGÚN EL PERALTE.	26
TABLA 15: TABLA DE MOMENTOS ADMISIBLES DE LAS VIGUETAS.	26
TABLA 16: PERALTE DE LOSAS RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE.	27
TABLA 17: PERALTE Y ESPACIAMIENTO (CM) DE LOSAS RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE.	27
TABLA 18: COEFICIENTE PARA DISTRIBUIR MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS EN LOS PAÑOS EXTERIORES.	38
TABLA 19: PORCENTAJES PARA LA FRANJA DE COLUMNA.	39
TABLA 20: PERALTE DE LOSA TRADICIONAL SEGÚN SU PAÑO.	46
TABLA 21: PERALTE Y ESPACIAMIENTO (CM) DE LOSAS RECOMENDADOS POR EL FABRICANTE.	47
TABLA 22: PERALTE DE LOSAS RECOMENDADOS POR EL FABRICANTE SEGÚN LA LUZ DEL PAÑO.	47
TABLA 23: ESPESOR DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO.	52
TABLA 24: CARACTERÍSTICAS DEL ASCENSOR.	52
TABLA 25: PESOS UNITARIOS.	54
TABLA 26: CARGAS DE SERVICIO SEGÚN EL USO.	54
TABLA 27: MODOS PRINCIPALES PARA CADA DIRECCIÓN.	60
TABLA 28: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO ESTÁTICO XX – L.T.	62
TABLA 29: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO ESTÁTICO YY – L.T.	63
TABLA 30: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO DINÁMICO XX – L.T.	63



TABLA 31: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO DINÁMICO YY – L.T.....	63
TABLA 32: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO ESTÁTICO XX – L.C.	63
TABLA 33: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO ESTÁTICO YY – L.C.	64
TABLA 34: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO DINÁMICO XX – L.C.	64
TABLA 35: DERIVAS DE ENTREPISO PARA SISMO DINÁMICO YY – L.C.	64
TABLA 36: CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ DE CADA NIVEL – L.T.	64
TABLA 37: CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ DE CADA NIVEL – L.C.	65
TABLA 38: CÁLCULO DE LA CORTANTE ESTÁTICA – L.T.....	65
TABLA 39: FACTOR DE ESCALA – L.T.	65
TABLA 40: CÁLCULO DE LA CORTANTE ESTÁTICA – L.C.	66
TABLA 41: FACTOR DE ESCALA – L.C.	66
TABLA 42: TABLA DE RESISTENCIAS.....	75
TABLA 43: RANGO DE EQUIVALENCIA DE LOSAS.....	76
TABLA 44: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA LOSA ALIGERADA.....	81
TABLA 45: DATOS DE DISEÑO – LOSA COMPUESTA.	86
TABLA 46: MOMENTOS ADMISIBLES DE LA VIGUETAS PRETENSADAS(ESP. 0.50M).....	88
TABLA 47: CALCULO DE ACERO NEGATIVO.....	88
TABLA 48: DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA VIGA.....	91
TABLA 49: FUERZA INTERNAS EN LA COLUMNA C-1.....	95
TABLA 50: COMBINACIONES DE FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C-1.....	95
TABLA 51: COMBINACIONES DE CARGA DE LA PLACA P-4, PRIMER NIVEL.....	99
TABLA 52: CARGAS DE SERVICIO DE LA ZAPATA Z-4.....	102
TABLA 53: ESFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA ZAPATA SOBRE EL TERRENO.	103
TABLA 54: ESFUERZOS ÚLTIMOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA ZAPATA SOBRE EL TERRENO.	103
TABLA 55: ESFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA ZAPATA SOBRE EL TERRENO.	105
TABLA 56: PRESIÓN AMPLIFICADA CALCULADA A PARTIR DE LA ECUACIÓN DE MOMENTOS.	106
TABLA 57: MOMENTOS RESISTENTES (TOMADOS RESPECTO A LA PUNTA).....	109
TABLA 58: METRADO DE CARGAS.	112
TABLA 59: MODOS DE VIBRACIÓN - L.T.	127
TABLA 60: MODOS DE VIBRACIÓN – L.C.	129

RESUMEN.

La presente investigación aborda la comparación de dos tipos de diafragmas rígidos (losas de entrepiso) en un edificio en Juliaca. Ya que en nuestra región Puno existe la necesidad de contar con sistemas constructivos más eficientes y económicos para la construcción de edificaciones, por lo cual se busca optimizar estos aspectos con la comparación de dos tipos de diafragma rígido y así poder establecer un sistema constructivo adecuado para mejorar estas limitaciones.

Teniendo de referencia trabajos de investigación relacionados al comportamiento de edificaciones de concreto armado y losas de entrepiso, se tomó en consideración los datos y resultados que estos obtuvieron para empezar la presente investigación.

Se tomó en cuenta las respectivas normas y fundamentos de concreto armado de esta manera se tendrá más claro el diseño de los diafragmas rígidos y edificaciones de concreto armado.

Se dará la explicación de los mecanismos utilizados para el análisis de nuestra problemática de investigación. Es el resultado de la aplicación, sistemática y lógica, de los conceptos y fundamentos expuestos en el marco teórico. Es importante comprender que la metodología de la investigación es progresiva, por lo tanto, no es posible realizar el marco metodológico sin las fundamentaciones teóricas que van a justificar el estudio del tema elegido.

Se realizó el cálculo de una edificación de concreto armado, pero para obtener resultados más concretos se analizó por separado la edificación con los dos tipos de diafragma rígido para entender el comportamiento estructural que estos tienen.

Se pasó a desarrollar con más detalle la comparación de los dos tipos de diafragma rígidos, viendo los aspectos estructurales, económicos y tiempos de ejecución para optimizar el sistema constructivo de la edificación de concreto armado.

Del análisis comparativo de los dos tipos de diafragma rígido, se llegó a la conclusión que por tener un mayor porcentaje de incidencia 85.71% la losa compuesta por viguetas pretensadas es más óptima para construirse en la edificación de concreto armado.

PALABRAS CLAVE: Comparación – Optimización.

ABSTRACT.

The present investigation approaches the comparison of two types of rigid diaphragms (mezzanine slabs) in a building in Juliaca. Since in our Puno region there is a need to have more efficient and economical construction systems for the construction of buildings, which is why we seek to optimize these aspects by comparing two types of rigid diaphragm and thus be able to establish an adequate construction system for Improve these limitations.

Having referred to research works related to the behavior of reinforced concrete buildings and slabs of mezzanine, the data and results that they obtained to start the present investigation were taken into consideration.

The respective rules and foundations of reinforced concrete were taken into account in this way, the design of rigid diaphragms and reinforced concrete buildings will be clearer.

The explanation of the mechanisms used for the analysis of our research problems will be given. It is the result of the systematic and logical application of the concepts and fundamentals exposed in the theoretical framework. It is important to understand that the methodology of the research is progressive, therefore, it is not possible to make the methodological framework without the theoretical foundations that will justify the study of the chosen topic.

The calculation of a reinforced concrete building was made, but to obtain more concrete results, the building was analyzed separately with the two types of rigid diaphragm to understand the structural behavior they have.

It went on to develop in more detail the comparison of the two types of rigid diaphragm, seeing the structural, economic aspects and execution times to optimize the constructive system of the construction of reinforced concrete.

From the comparative analysis of the two types of rigid diaphragm, it was concluded that having a higher percentage of incidence 85.71% the slab composed of prestressed joists is more optimal to be built in the construction of reinforced concrete.

KEYWORDS: Comparison - Optimization.



INTRODUCCIÓN.

La presente investigación trata sobre la comparación de dos tipos de diafragmas; una losa de entrepiso tradicional y otra losa de entrepiso compuesta con viguetas pretensadas; las cuales son usadas para proporcionar superficies planas y útiles, ambos estarán sometidos a un análisis comparativo para poder establecer un sistema constructivo de diafragmas estructurales más eficientes. En 1945 Pacadar prefabrica la primera viga pretensada en España; este consiste en eliminar los esfuerzos de tracción del concreto mediante la introducción de tensiones artificiales de compresión antes de aplicación de las cargas exteriores. La importancia fundamental de contar con diafragmas estructurales más eficientes trae consigo beneficios que aportaran técnicas constructivas a las losas de entrepiso. De esta manera, se asegura tanto el comportamiento estructural como el costo y tiempos de ejecución de la edificación de concreto armado a construir en la ciudad de Juliaca. Los diafragmas rígidos están sometidos a cargas propias de la estructura (carga muerta) y a las solicitaciones en la estructura cuando entre en funcionamiento (carga viva), para ver el comportamiento de dicho elemento estructural se realizará el análisis estático bajo cargas de gravedad, las cuales se denominan estáticas, ambos diafragmas rígidos se diseñaron de acorde a la N.T.E. E.060 y A.C.I.318-14, las cuales se encuentran vigentes. Sin embargo, ¿Cómo obtener un sistema constructivo óptimo en una edificación de concreto armado ante las limitaciones técnicas y constructivas en la ciudad de Juliaca?; la respuesta es positiva. El análisis comparativo de dos tipos de diafragma en una edificación nos permitió conocer las ventajas y desventajas al usar el sistema de losas compuestas con viguetas pretensadas, siendo este el más óptimo para realizar la construcción de nuestro proyecto. Finalmente, se señala que la presente investigación se realizó con el propósito de mostrar las oportunidades de mejora en la construcción de diafragmas rígidos en edificaciones de concreto armado mediante la aplicación y adaptación a nuestro medio de metodologías distintas a las tradicionales.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA.

1.1. EXPOSICIÓN DE LA SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.

En la ciudad de Juliaca las edificaciones de concreto armado de mayor repercusión son empleadas para uso de departamentos, residenciales, viviendas, entre otros; el sistema constructivo de una estructura cuenta con elementos estructurales como columnas, vigas, zapatas y losas. La losa es un elemento de geometría plana que soporta las cargas verticales y distribuir las fuerzas horizontales, además forman un diafragma rígido, para atender la función sísmica del conjunto.

La capacidad de resistir cargas verticales equivale a soportar su propio peso, acabados, divisiones, piso terminado y la carga viva de acuerdo al uso que tendrá la estructura. La mayoría de veces, en el análisis estructural sísmico se considera que la losa es un diafragma rígido que, bajo el efecto de cargas horizontales o sísmicas, se desplaza "integralmente", es decir, todos los puntos de la losa se trasladan sin que entre ellos exista ningún tipo de deformación.

Las losas de entrepiso son importantes en una edificación; estas no cuentan con métodos constructivos eficientes y económicos para realizar la construcción de proyectos; además, estos presentan un crecimiento sostenible donde es necesario contar con nuevos conceptos en sistemas constructivos.

Las losas de entrepiso constituyen el medio principal de distribución de las fuerzas sísmicas, y si así fue considerado en el análisis y diseño estructural, así debe quedar reflejado en la construcción. Tanto el diseño estructural como el arquitectónico deben ajustarse a conceptos de seguridad y control de daños. En la selección del sistema de losas no solo debe influir el factor económico sino los criterios estructurales en conjunto.



La construcción de diafragmas rígidos (losas) estructurales utilizados en las losas de entepiso en las edificaciones el 89% son aligeradas, el otro 11% son diferentes tipos de sistemas de construcción, del 89% de losas aligeradas; el 86% son tradicionales y el 3% son losas compuesta con viguetas pretensadas.

1.2. DIAGNOSTICO SITUACIONAL DE LA PROBLEMÁTICA.

El comportamiento de losas de entepiso apoyadas sobre vigas se considera como uno de los elementos más usados en la construcción; son elementos estructurales importantes que deben ser diseñados y contruidos cuidadosamente a fin de garantizar un adecuado comportamiento.

Las losas tradicionales (losas aligeradas) son empleadas cuando por las condiciones de carga y los claros que cubrirán, dan por resultado un peralte exagerado para evitar deflexiones excesivas, estas al ser por diseño más rígidas son perfectas para estas situaciones de carga y apoyo, son un aislante térmico o acústico y no son muy pesadas. Es, por tanto, se pretende dar a conocer los distintos comportamientos estructurales del diafragma convencional de losa aligerada con un diafragma contemporáneo compuesto con viguetas pretensadas, así mismo evaluar los beneficios que conlleva una adecuada elección de un sistema frente a otro.

Las losas compuestas con viguetas pretensadas están compuestas con concreto de $f'c=350kg/cm^2$ a $f'c=420kg/cm^2$ y acero de alta resistencia $f'y= 18000kg/cm^2$, estos resisten mayores sobre cargas y cubrir mayores luces con un menor espesor de losa, el apuntalamiento consiste en colocar soleras cada 2.00m y pie derechos separados a 1.50m obteniendo un área más limpia y aprovechable.

Para luces menores a 4m recomendamos el uso de losas tradicionales (vaceadas *in situ*). Las losas compuestas con viguetas pretensadas permiten cubrir luces mayores de 4m hasta 8m, dependiendo del área del refuerzo de preesfuerzo. Para estas luces también puede ser usado el sistema de losas *in situ* aligeradas en dos direcciones siempre y cuando el paño a diseñar este apoyado de tal manera que permita una acción en dos direcciones.

Debemos tener en cuenta que para la elección del sistema constructivo de losa de entepiso a diseñar y construir debemos considerar los criterios estructurales,



arquitectónicos, los rendimientos en la construcción, costo final de la estructura y tiempo de ejecución.

1.3. FORMULACIÓN DEL PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.3.1. PROBLEMA GENERAL.

1. ¿Cómo obtener un sistema constructivo óptimo en una edificación de concreto armado ante las limitaciones técnicas y constructivas en la ciudad de Juliaca?

1.3.2. PROBLEMA ESPECÍFICO.

1. ¿Qué diferencia estructural existe en el comportamiento de dos tipos de diafragmas rígidos en una edificación de concreto armado?
2. ¿Cuál será el porcentaje de diferencia en costos al utilizar dos tipos de diafragmas rígidos en la construcción de una edificación de concreto armado?
3. ¿Cuál es el tiempo óptimo de ejecución al usar dos tipos de diafragma rígidos en la construcción de una edificación de concreto armado?

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

1.4.1. OBJETIVO GENERAL.

1. Optimizar el sistema constructivo en las edificaciones de concreto armado en la ciudad de Juliaca. Para esto realizamos un análisis comparativo de dos diafragmas rígidos uno con losa aligerada tradicional y otro con losa compuesta con viguetas pretensadas.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Conocer el comportamiento estructural de dos tipos diafragma rígido; mejorando la eficiencia de la resistencia en una edificación de concreto armado.
2. Conocer el porcentaje de costos que existe entre los dos tipos de diafragmas rígidos en la construcción de una edificación de concreto armado consiguiendo una estructura más económica.
3. Obtener los tiempos de ejecución para los dos tipos de diafragmas rígidos en la construcción de una edificación de concreto armado.



1.5. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

1.5.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.

Debido a que muchas de las obras ejecutadas son realizadas con el sistema de diafragmas rígidos de losa aligerada, se ha tomado en cuenta realizar un análisis comparativo entre este sistema tradicional y otro contemporáneo utilizando materiales nuevos en dichas losas, esto permitirá evaluar ventajas competitivas de costos y tiempos de construcción. Resolviendo así las dudas que se tiene en cuanto a cuál de los sistemas sería el mejor. Todo esto va a permitir optimizar la construcción de las edificaciones de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

1.5.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA.

Es un análisis comparativo que busca mejorar la eficiencia estructural, reducir costos y tiempos en la etapa de construcción, permitiendo la correcta elección del tipo de sistema de diafragma rígido de losa aligerada durante la fase de diseño de la edificación.

1.5.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.

Luego de completar el análisis y diseño de todos los parámetros estudiados en el presente trabajo, se propondrá a la población un sistema constructivo de diafragma rígido de losa aligerada más óptimo en resistencia, costos y tiempos de ejecución en la construcción de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

1.6. HIPÓTESIS.

1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL.

1. Aplicando un modelamiento estructural y análisis comparativo del comportamiento de dos tipos de diafragma en una edificación de concreto armado podemos indicar que la losa con viguetas pretensadas optimiza el sistema constructivo de su ejecución.

1.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.

1. Mediante el análisis comparativo del comportamiento de dos tipos de diafragma en una edificación de concreto armado es posible mejorar la resistencia estructural.
2. Realizando un análisis comparativo de los costos de dos tipos de diafragmas rígidos de una edificación de concreto armado se optimizará el presupuesto total.
3. Realizando la programación se obtendrá el óptimo tiempo de ejecución de dos tipos de diafragmas rígidos en la construcción de una edificación de concreto armado.

1.7. VARIABLES E INDICADORES.

1.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.

- a) El modelamiento estructural y análisis comparativo.

1.7.1.1. INDICADORES.

- a) La calidad.
- b) El tipo de proceso constructivo.

1.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE.

- a) La resistencia estructural.
- b) El costo.
- c) El tiempo.

1.7.2.1. INDICADORES.

- a) Cumplimiento de la resistencia estructural.
- b) Menor valor de costo directo.
- c) Menor tiempo de ejecución.

CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL Y MARCO TEÓRICO.

2.1. MARCO REFERENCIAL.

2.1.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.

Ramos (2002) quien realizó una comparación bajo ciertas condiciones de servicio entre las losas compuestas con láminas colaborantes, las losas aligeradas en una y dos direcciones y las losas compuestas con viguetas pretensadas, para conocer las diferencias que existe entre ellas y dar a conocer el sistema más ventajoso. En el cual propuso reemplazar los ladrillos de arcilla por el poliestireno, el cual es más ligero y reduce el peso del sistema en un 40% aproximadamente. Se consideró el empleo del poliestireno expandido como material aligerante ya que posee características como la conductividad térmica baja, su estructura de células cerradas y rellenas de aire dificultan el paso del calor o del frío, traduciéndose en una capacidad alta de aislamiento térmico y acústico.

Pómez (2012) realiza un análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado, el cual toma en consideración cuatro alternativas distintas de techado para las plantas del edificio y así poder escoger la alternativa correcta para el modelado, análisis y diseño del edificio. La alternativa de techado con el menor costo directo de entre las cuatro evaluadas es la de losa aligerada de 20cm de espesor con vigas intermedias. El segundo menor costo directo corresponde a la alternativa de techado con losa maciza de 15cm de espesor con vigas intermedias. Las dos alternativas de mayor costo directo son la de losa aligerada de 25cm de espesor y la de losa maciza de 20cm de espesor, siendo la segunda significativamente más costosa.

Rivas, Salazar (2015) realizan un diseño de una edificación de concreto armado de cinco pisos, un sótano y un semisótano, ubicado en el distrito de Miraflores, provincia de Lima, sobre un área de terreno de $400m^2$ aproximadamente. El suelo de cimentación corresponde a una grava con una capacidad portante de $30.00ton/m^2$. El diseño se realizó siguiendo lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones. El sistema estructural del edificio está compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Para el sistema de techos se usaron losas aligeradas y losas macizas. El semisótano y el sótano cuentan con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir el empuje de tierras. La cimentación consiste en zapatas combinadas y conectadas, así como también en cimientos corridos. La profundidad de cimentación es de $1.20m$ y $1.05m$ a partir del nivel de piso terminado del sótano el cual es variable y presenta dos niveles.

2.2. MARCO TEÓRICO.

2.2.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.

Para el diseño de concreto armado se utiliza el Diseño por Resistencia. El método consiste en que las secciones que han de ser diseñadas deben tener una resistencia de diseño (ϕMn) mayor o igual a la resistencia requerida (Mu).

A. RECOMENDACIONES SOBRE RESISTENCIA.

N.T.E.-E.060 (2009, p.61) recomienda que la resistencia requerida U para resistir las cargas sean:

$$U_1 = 1.4C_m + 1.7 C_v$$

$$U_2 = 1.25 (C_m + C_v) + C_sX$$

$$U_3 = 1.25 (C_m + C_v) - C_sX$$

$$U_4 = 1.25 (C_m + C_v) + C_sY$$

$$U_5 = 1.25 (C_m + C_v) - C_sY$$

$$U_6 = 0.9C_m + C_sX$$

$$U_7 = 0.9C_m - C_sX$$

$$U_8 = 0.9C_m + C_sY$$

$$U_9 = 0.9C_m - C_sY$$

$$\text{Envolvente} = U_1 + U_2 + U_3 + U_4 + U_5 + U_6 + U_7 + U_8 + U_9$$

Según la N.T.E.-E.060 (2009, p.62), tenemos los siguientes factores de reducción de capacidad:

Tabla 1: Tabla de factores de reducción de resistencia.

Solicitaciones	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Flexocompresión y Compresión con espirales	0.75
Flexocompresión y Compresión con estribos	0.70

Fuente: N.T.E.-E.060-Pág.54.

B. RECOMENDACIONES SOBRE SERVICIO.

“La evaluación del comportamiento de la estructura bajo carga de servicio es una consideración muy importante cuando los miembros se proporcionan en base a la resistencia requerida. Los miembros con pequeñas secciones y secciones con poco acero de compresión, pueden satisfacer los requerimientos de resistencia, pero conducen a esfuerzos y deformaciones elevados bajo carga de servicio. En consecuencia, se debe verificar que las deflexiones bajo carga de servicio estén dentro de los límites aceptables. El control del agrietamiento también es muy importante para fines de apariencia y durabilidad. En consecuencia, los anchos de las grietas bajo carga de servicio no deben exceder los límites especificados” (Oviedo Sarmiento, 2016, p.3).

C. RECOMENDACIONES SOBRE DUCTILIDAD.

“Es importante asegurar que en caso extremo de que la estructura se cargue hasta la falla, esta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia. Sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima. Estas grandes deflexiones dan amplia advertencia de falla, y manteniendo la capacidad de transmisión de carga se puede impedir el desplome total y salvar vidas” (Oviedo Sarmiento, 2016, p.3).

2.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN.

2.2.2.1. HIPÓTESIS DE DISEÑO.

“Las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas son las que se deben cumplir, las cuales son las siguientes: Las secciones planas permanecen planas antes y después de la aplicación de cargas (Hipótesis de Navier). Adherencia, no hay deslizamiento entre el acero y el concreto que la

rodea, las deformaciones en el acero y en el concreto circundante son iguales. Se puede despreciar la resistencia en tracción del concreto en los cálculos de la resistencia de una sección. Los esfuerzos en el concreto y en el acero pueden ser calculados a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas ($\sigma - \epsilon$) del acero y del concreto" (Ottazzi Pasino, 2011, p.143).

2.2.2.2. BLOQUE DE COMPRESIONES.

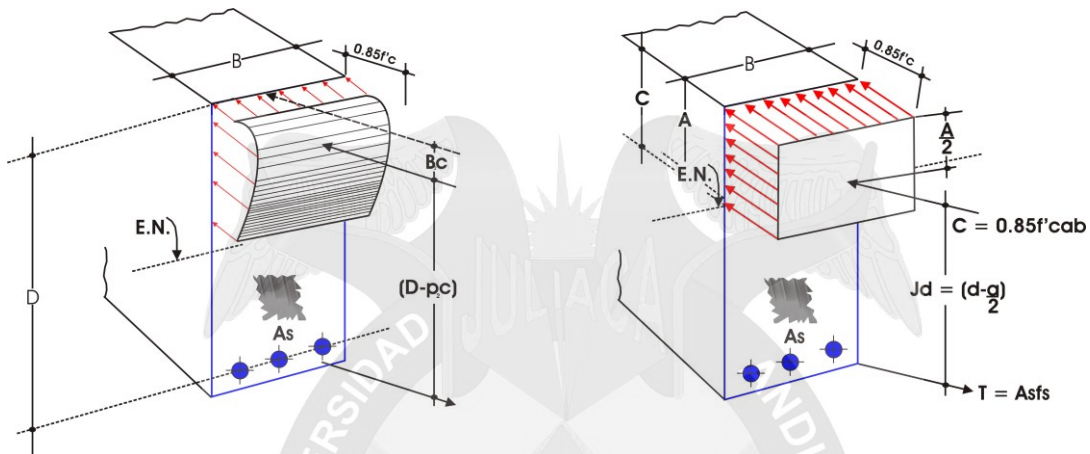


Figura 1: Bloque de compresiones.

Fuente: Ramón Ruiz – Elementos de Concreto Reforzado - Pág. 13.

“La figura 1 muestra una sección rectangular que ha alcanzado su resistencia nominal a la flexión (M_n). Se indica el estado de deformaciones y de esfuerzos en el concreto y en el acero. Las compresiones reales en el concreto se han reemplazado por el bloque equivalente de compresiones de profundidad $a = \beta_1 \times C$ e intensidad $0.85f'c$ ” (Ottazzi Pasino, 2011, p.151).

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f'_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \times f'_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

2.2.2.3. CUANTÍA BALANCEADA, ACERO MÁXIMO Y ACERO MÍNIMO.

La cuantía (ρ), cuantía balanceada (ρ_b), acero máximo (A_{smax}) y el acero mínimo (A_{smin}) se verán a continuación:

- LOSAS Y VIGAS.

Con las ecuaciones mostradas a continuación se calculará el refuerzo mínimo.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho b = \left(\frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f'_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f'_y} \right)$$

$$A_{smax} = 0.75 \times \rho b \times b \times d$$

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f'_y} \times b \times d$$

- COLUMNAS.

"La cuantía mínima y máxima es 1% y 6%; cuando pase el 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura unión viga-columna" (N.T.E.-E.060, 2009, p.158).

$$0.01 \times b \times h < A_s < 0.06 \times b \times h$$

- MUROS DE CORTE.

"La cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical y su espaciamiento no debe exceder 3 veces el espesor del muro ni de 400mm" (N.T.E.-E.060, 2009, p.92).

$$\rho_H \leq 0.0025$$

$$A_{sH} = 0.0025 \times t \times b$$

$$\rho_V \leq 0.0025$$

$$A_{sV} = 0.0025 \times t \times b$$

- CIMENTACIONES.

En cimentaciones superficiales la cuantía mínima será igual que para las losas macizas (N.T.E.-E.060, 2009, p.61).

$$A_{smin} = 0.0018 \times B \times h_z$$

2.2.2.4. DEFLEXIONES.

A. Deflexiones inmediatas.

"Son las que ocurren inmediatamente después de que se aplican las cargas. Si el $M_{SERVICIO} \geq M_{cr}$ entonces se usa la inercia de la sección transformada (I_e), caso contrario se usa la inercia de la sección no agrietada (I_g). El cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento ($E_c I_e$) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado de acuerdo a:

a) En elementos continuos en ambos extremos, donde I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo:

$$I_e = (I_{e_1} + I_{e_2} + 2I_{e_3})/4$$

b) Si el tramo sólo es continuo en un extremo, donde I_{e_2} es el momentos de inercia en la seccion en el extremo continuo y I_{e_3} es el momento de inercia de la sección central del tramo:

$$I_e = (I_{e_2} + 2I_{e_3})/3$$

En el caso de elementos simplemente apoyados el momento de inercia a considerar es el de la sección central. Para los elementos que están en voladizo el momento de inercia a considerar es el que se encuentran en el apoyo del voladizo" (N.T.E.-E.060, 2009, p.56).

B. Deflexiones diferidas.

"Son las que ocurren debido al creep y la retracción. El creep o flujo plástico es aquella deformación inelástica del concreto bajo cargas sostenidas, adicionalmente a las deformaciones elásticas generadas a partir de los esfuerzos aplicados. Por otro lado, la retracción es el acortamiento al que se ve sometido el concreto en el proceso de secado y endurecimiento" (N.T.E.-E.060, 2009, p.57).

Podrá estimarse de la siguiente manera:

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda (\text{Deflexión inmediata})$$

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

El factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas se muestra en la tabla 2.

Tabla 2: Parámetros de deflexión diferida.

Duración de la carga	ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 mese	1.2
12 meses	1.4
5 años o mas	2.0

Fuente: N.T.E.-E.060-Pág.57.

C. Deflexiones máximas permisibles.

"Estos límites están basados en la práctica y en la observación de los daños en elementos no estructurales causados por las excesivas deflexiones" (Ottazzi Pasino, 2011, p.306).

Tabla 3: Deflexiones máximas.

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIONES CONSIDERADA	DEFLEXION LIMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión instantánea Debido a la carga viva.	L/180
Pisos que no soporten no estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión instantánea debido a la carga viva.	L/360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas ya la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.	L/480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

Fuente: N.T.E.-E.060-Tabla 9.2.

2.2.3. DISEÑO POR CORTE.

“El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación de diseño por resistencia” N.T.E.-E.060 (2009, p.75).

$$\phi V_n \geq V_u$$

“Donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculado” N.T.E.-E.060 (2009, p.75).

$$V_n = V_c + V_s$$

A continuación, mostramos todas las ecuaciones que se usan para calcular el valor de V_c según la N.T.E.-E.060.

- Losas.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

- Vigas.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

- Columnas.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140 \times A_g}\right) \times bw \times d$$

- Muros de Corte.

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c} \times Acw$$

La contribución del acero de refuerzo en la resistencia al cortante se calcula a "d" de la cara de apoyo, según la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v \times f'_y \times d}{S}$$

Donde A_v es el área de acero del estribo que se resiste el corte y S es la separación entre estribos.

Para elementos estructurales sujetos a acciones sísmicas se tendrá que tener en consideración lo expuesto en la N.T.E.-E.060.

- VIGAS.

- Zona de confinamiento mínima = 2h.

El espaciamiento máximo = $d/4$, 10db (*barra long.*), 24db (estribo).

- Zona central.

El espaciamiento máximo = $d/2$.

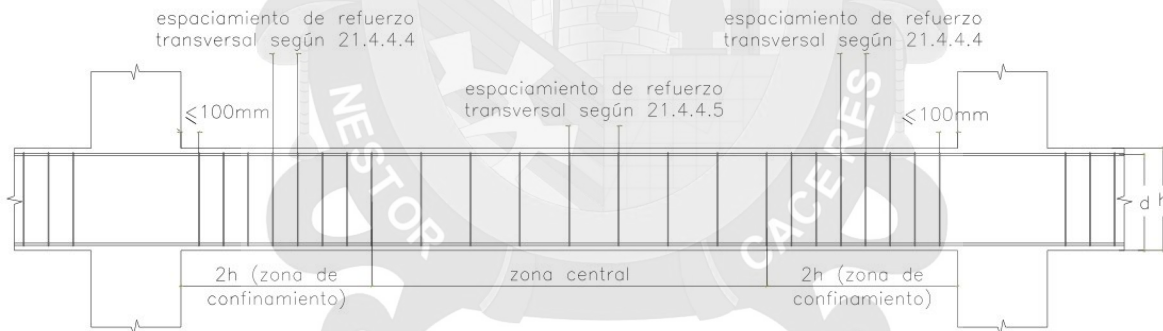


Figura 2: Requerimientos de estribos en vigas.
Fuente: N.T.E.-E.060-Fig. 21.4.4.

- COLUMNAS.

- Zona de confinamiento = $l_n/6$, h, 50cm.

El espaciamiento máximo $S_o = b/2$, 8db (*barra long.*), 10cm.

- Zona central.

El espaciamiento máximo = 30cm.

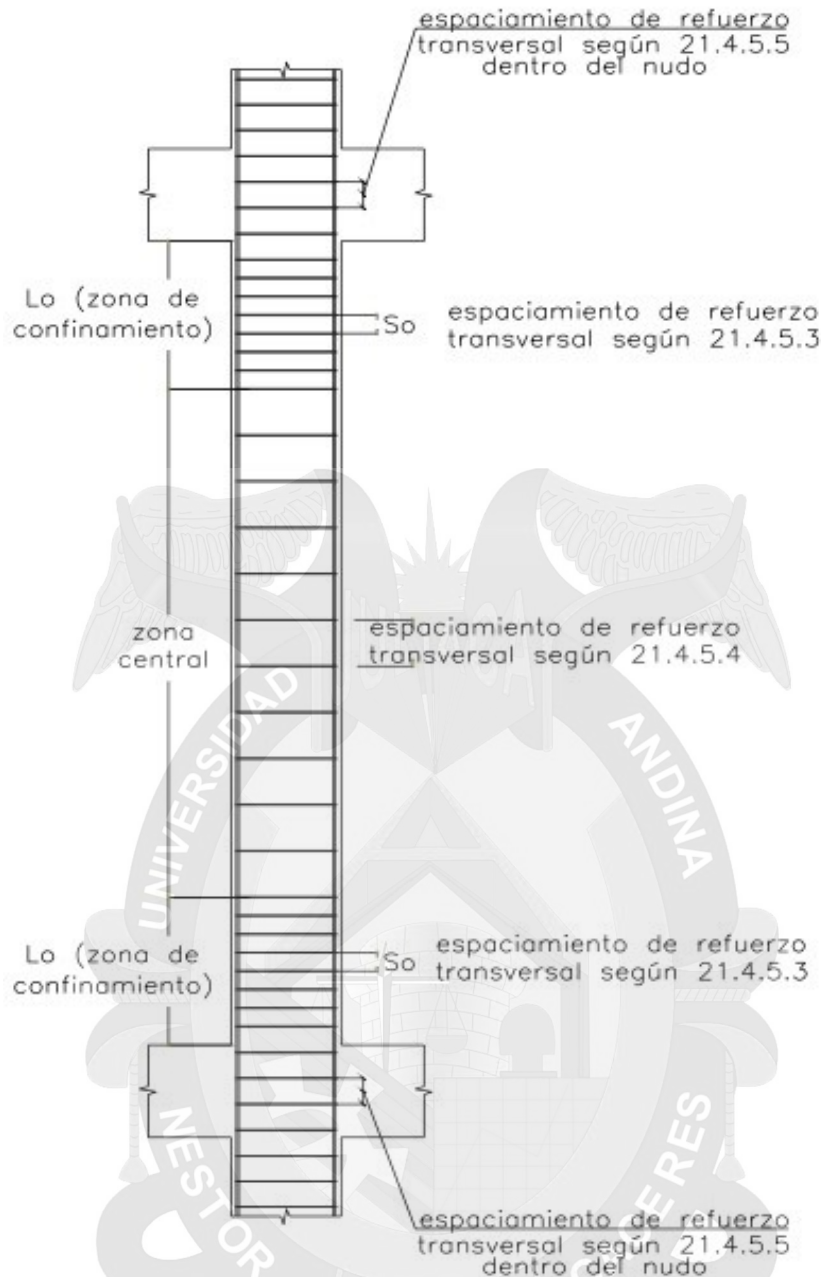


Figura 3: Requerimientos de estribos en columnas.

Fuente: N.T.E.-E.060-Fig. 21.4.5.

2.2.4. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

a) Diagrama de interacción.

“Lugar geométrico de las combinaciones de P_n y M_n que agotan la capacidad de la sección. Se siguen las mismas hipótesis, básicas y simplificadoras que se ha utilizado para el análisis de una sección en flexión simple” (Oviedo Sarmiento, 2016, p.207).

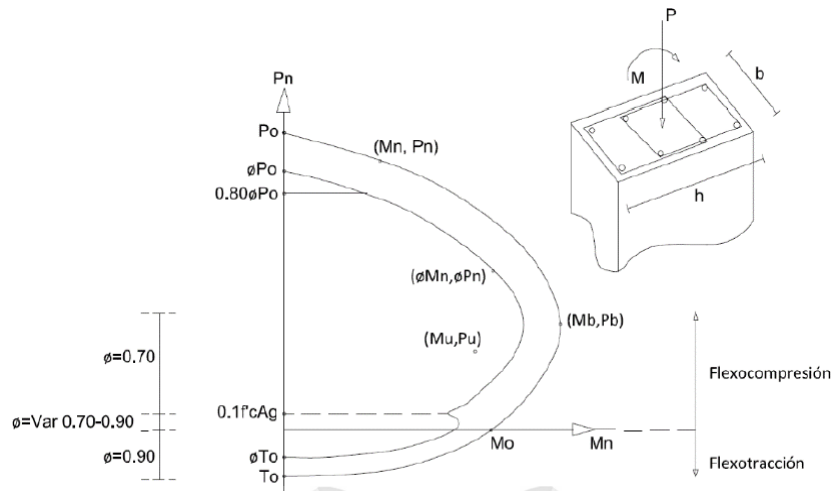


Figura 4: Diagrama de interacción.
Fuente: Propia.

“La resistencia de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe exceder del valor calculado” N.T.E.-E.060 (2009, p.65).

- Refuerzo en espiral.

$$\phi P_n(max) = 0.85\phi(0.85 \times f'_c(Ag - Ast) + Ast \times f'_y)$$

- Refuerzo con estribos.

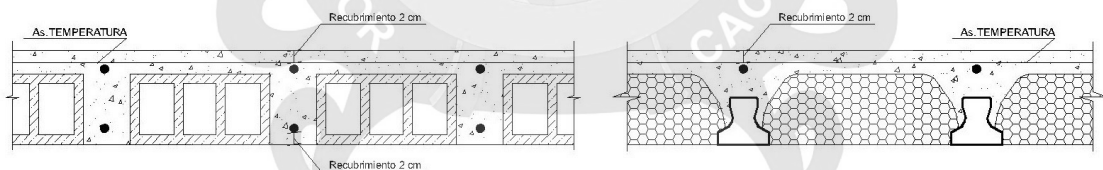
$$\phi P_n(max) = 0.80\phi(0.85 \times f'_c(Ag - Ast) + Ast \times f'_y)$$

Según la N.T.E.-E.060 se diseñará por flexión simple si no cumple lo siguiente:

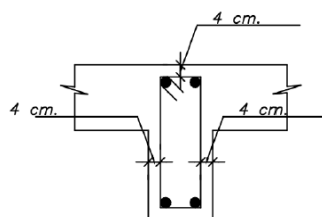
$$P_u < 0.1 \times f'_c \times Ag$$

2.2.5. DETALLES DE REFUERZO.

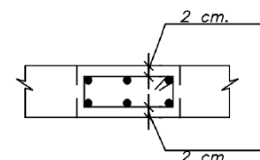
A continuación, podemos apreciar los diferentes recubrimientos para cada elemento estructural.



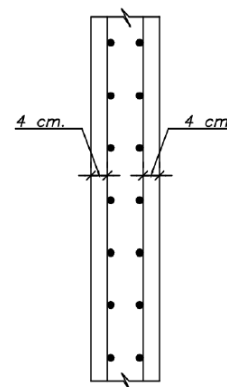
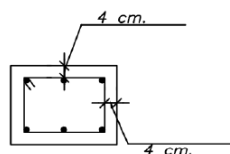
Recubrimientos en aligerados



Recubrimientos en vigas peraltadas

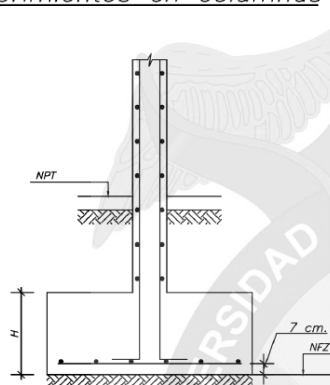


Recubrimientos en vigas chatas

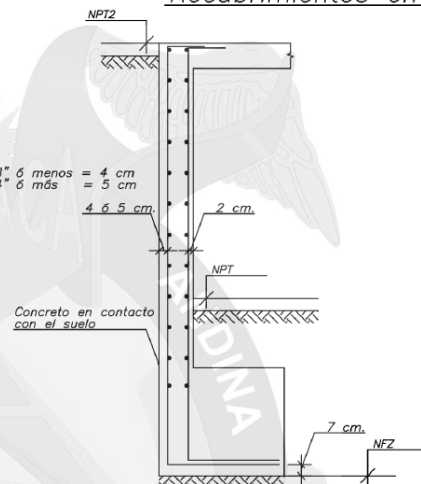


Recubrimientos en columnas

Recubrimientos en placas



Recubrimientos en Zapatas



Recubrimientos mínimos para muros

Figura 5: Recubrimientos convencionales.

Fuente: Gianfranco Ottazzi Pasino - Concreto Armado I – Pág. 96.

De acuerdo al diámetro de barra se muestra la longitud de anclaje, teniendo en consideración que L_d como mínimo será 30cm.

Tabla 4: Longitud de anclaje de barra.

Anclajes de fierro $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$						
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg (cm)
8mm	0.80	0.50	28	37	19	18
3/8"	0.95	0.71	34	44	22	21
1/2"	1.27	1.29	45	58	29	28
5/8"	1.59	2.00	56	73	37	35
3/4"	1.91	2.84	67	88	44	42
1"	2.54	5.10	112	145	59	56

Fuente: Propia.

Ld: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Inferiores.

L'd: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Superiores.

Ldc: Longitudes de Anclaje en Compresión.

Ldg: Anclaje con Gancho Estándar.

Podemos apreciar en la figura 6 el detalle de doblado de gancho.

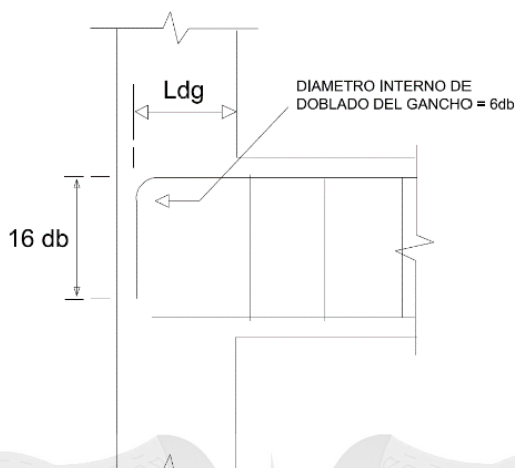


Figura 6: Detalle de gancho estandar.
Fuente: A. Blanco Blasco - E.D.E.C.A. - Pág.109.

A. EMPLAMES.

La N.T.E.-E.060 (2009) consideran: "Que la longitud de empalme a considerar es $l_e = 1.3l_d$ (l_d : longitud de desarrollo en tracción, el mismo que no se debe emplamar mas del 50% del area total del refuerzo en una mismo seccion)" (p.105).

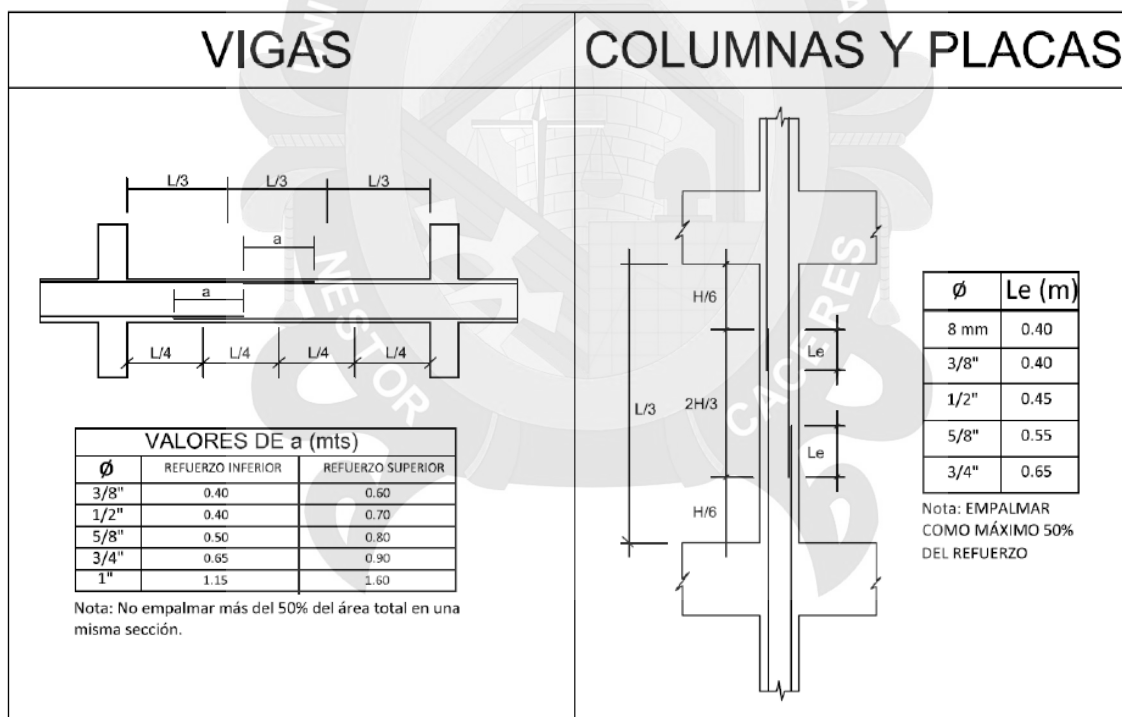


Figura 7: Configuración de empalme en vigas, columnas y placas.
Fuente: A. Blanco Blasco - E.D.E.C.A. - Pág.110.

B. CORTE DE FIERRO.

"La condición básica que debe considerar un corte de acero es poder transmitir por adherencia los esfuerzo al concreto, o lo que equivale a considerar una

adecuada longitud de desarrollo o anclaje. Existen otras condiciones como las relativas a la incidencia de la fuerza cortante, la variación posible en los diagramas de momentos obtenidos en el análisis elásticos, y los requerimientos especiales de los elementos sismorresistentes" (Blanco Blasco, 1996, p.177).

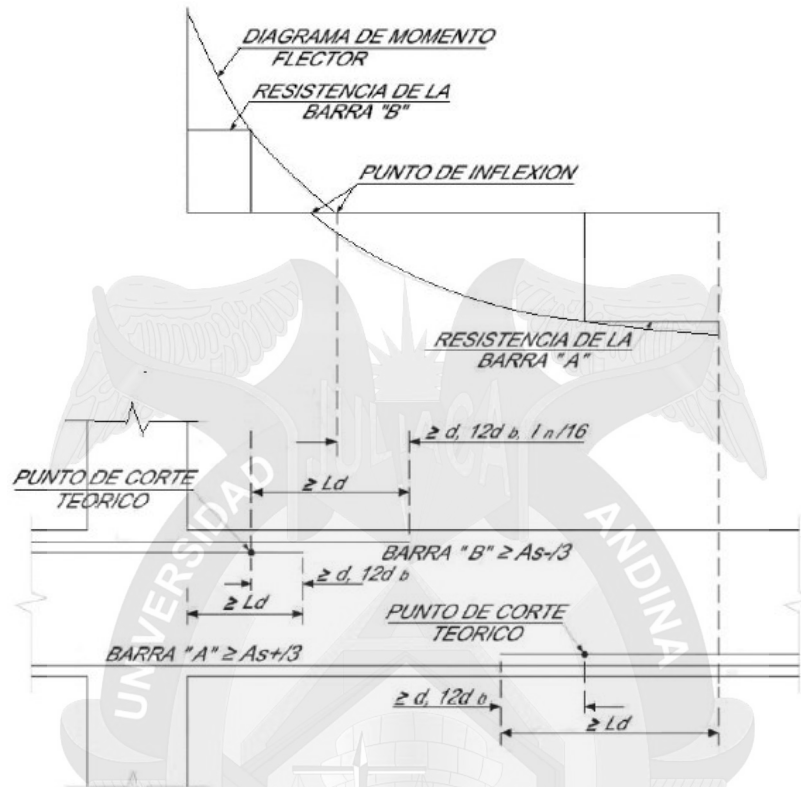


Figura 8: Corte de acero en momento positivo y negativo.
Fuente: Teodoro E. Harmsen-D.E.C.A. - Fig. 5.22.

C. ESPACIAMIENTOS MÍNIMOS Y MÁXIMOS DE BARRAS:

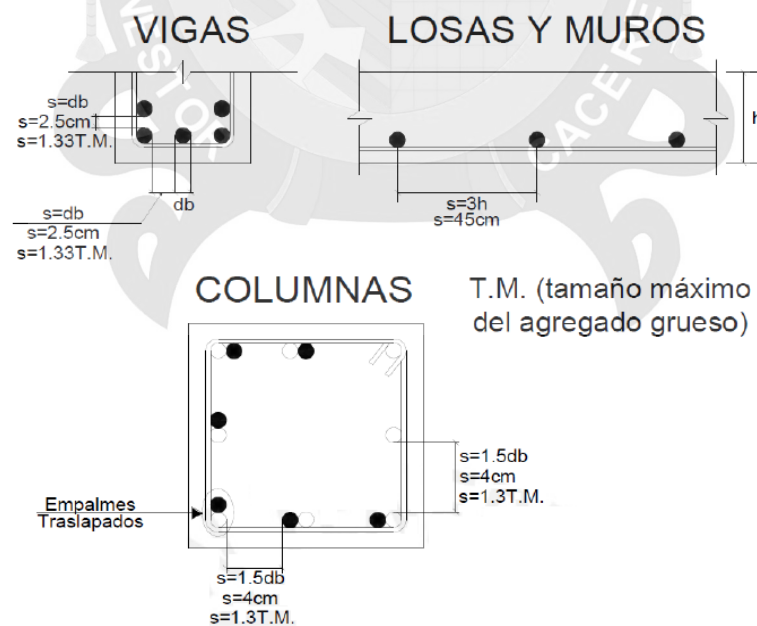


Figura 9: Espaciamiento mínimos y máximos de barras.
Fuente: Teodoro E. Harmsen-D.E.C.A. - Fig. 3.7.

D. DETALLES DEL ESTRIBO:

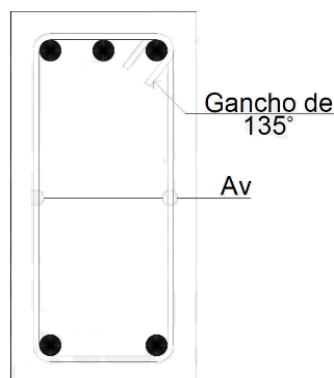


Figura 10: Detalle de estribo.
Fuente: N.T.E.-E.060 - Pág.153.

2.2.6. LOSA TRADICIONAL.

2.2.6.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.

Es un elemento estructural de concreto armado que se utilizan como entrepisos rígidos, estos están apoyados monolíticamente a muros portantes, vigas y placas; que unidos transmiten cargas hacia la cimentación. Utiliza un material aligerante que le otorga propiedades de aislamiento térmico y acústico que están ubicadas entre las nervaduras espaciadas; vinculadas a una losa delgada.



Figura 11: Sección típica del sistema de losa aligerada.
Fuente: Aceros Arequipa.

2.2.6.2. COMPORTAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA.

El espaciamiento y dimensiones de los componentes de este tipo de losa son tales que su comportamiento estructural permite ser analizada como una viga T. Para el cálculo estructural y diseño, se considera que sólo las viguetas aportan rigidez y resistencia.

2.2.6.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SISTEMA.

Tabla 5: Consumo de concreto.

ALTURA DE LOSA (cm)	LOSA TRADICIONAL (m ³ /m ²)
17	0.08
20	0.09
25	0.10
30	0.11

Fuente: Propia.

Tabla 6: Peso del aligerado según su espesor.

Espesor (m)	Espesor de losa superior (m)	Peso propio (kg/m ²)
0.17	0.05	250
0.20	0.05	300
0.25	0.05	350
0.30	0.05	420

Fuente: N.T.E.-E.020-Pág.28.

2.2.6.4. DISEÑO DE LA LOSA TRADICIONAL.

Primeramente, se identificará el paño a calcular y se tendrá en cuenta que tipos de cargas van a actuar sobre la losa, se realizara la amplificación de cargas y finalmente se calculara los momentos y cortantes últimos.

a) Cálculo del acero positivo y negativo en la losa:

$$A_{s_{pos.}} = f(b_w, d, f'c, Mom_{pos.})$$

$$A_{s_{neg.}} = f(b_w, d, f'c, Mom_{neg.})$$

b) Cálculo de cortante último en la losa:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.10 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

Tabla 7: Aporte del concreto.

Losa	ϕV_c
f'c losa in situ	210 kg/cm ²
17 cm	1.25 tn
20 cm	1.50 tn
25 cm	1.90 tn
30 cm	2.40 tn

Fuente: Propia.

En caso $V_{u_{vig}} > \phi V_c$, retira intercaladamente las bovedillas hasta que $V_{u_{vig}} \leq \phi V_c$.

2.2.6.5. MANEJO DEL SISTEMA.

A. PROCESO CONSTRUCTIVO.

Luego del vaciado de las columnas y asentados de los muros, pasamos al encofrado de la losa, se procede a la colocación de los tablonos, frisos, soleras,

pies derechos que conforman la “cama” del encofrado con aberturas entre las viguetas para colocar las bovedillas.

ENCOFRADO DE TECHO ALIGERADO



Figura 12: Vista del encofrado para una losa.
Fuente: Aceros Arequipa.

Luego se procede a mojar el encofrado con petróleo para evitar la adherencia de las tablas con el concreto. Una vez concluido el encofrado y el armado de las vigas principales como secundarias; se procede a colocar las bovedillas en las aberturas esto se realiza a la par con otras actividades como la habilitación y el armado del refuerzo, la colocación de instalaciones eléctricas y sanitarias, etc.

PROCESO PARA COLOCAR LADRILLOS EN EL TECHO.



Figura 13: Habilitación de la bovedilla, fierro, etc.
Fuente: Aceros Arequipa.

Después de terminar la habilitación se procederá al vaciado del concreto. Primero se vacía las vigas principales, secundarias y la escalera, después las viguetas y losa superior. Para eliminar espacios vacíos en el concreto se procede a utilizar una vibradora eléctrica.

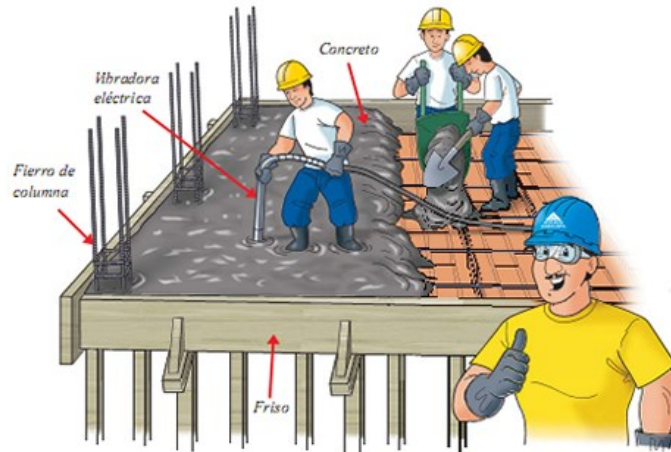


Figura 14: Vaciado del concreto.
Fuente: Aceros Arequipa.

A medida que se avanza en vaciar el concreto se procederá a nivelar la losa.



Figura 15: Nivelación de la losa.
Fuente: Aceros Arequipa.

2.2.7. LOSA COMPUESTA CON VIGUETA PRETENSADA.

2.2.7.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.

Consiste en colocar una sección prefabricada en las nervaduras y vacear el concreto fabricado in situ para completar el resto del elemento; teniendo así una sección mixta. Estos elementos prefabricados pueden estar sin apoyos temporales intermedios; ya que soportará el peso aplicado sobre él.

2.2.7.2. DETALLE DE LOSA COMPUESTA.

A. SECCION DEL ALIGERADO a 50, 60cm.

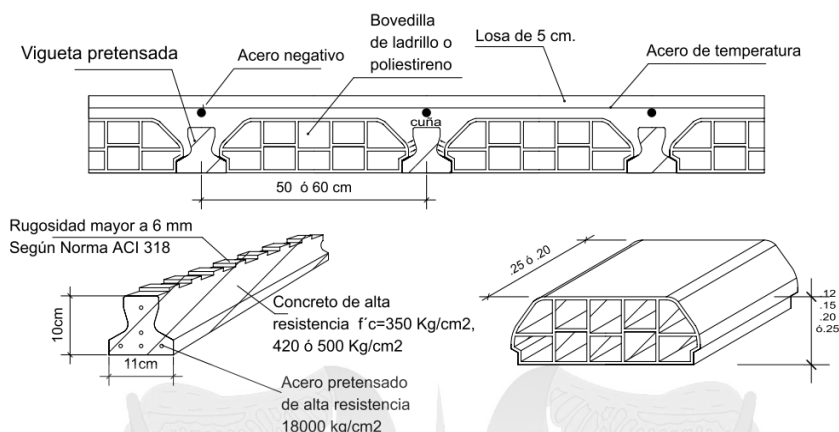


Figura 16: Vigueta 11x10.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

B. ANCLAJE MECANICO VIGUETA PRETENSADA – LOSA IN SITU.



Figura 17: Especificaciones de la vigueta pretensada.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

2.2.7.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES.

2.2.7.3.1. ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL SISTEMA.

- Viguetas pretensadas (que reemplazan el acero corrido).
- Bovedillas de arcilla y sus accesorios:
 - Media bovedilla.
 - Bandeja sanitaria.

Tabla 8: Combinaciones de peraltes y espaciamientos.

Peralte	Espaciamiento	Series
17, 20, 25 cm	a 50 y 60 cm	V101, V102, V103, V104, V105
30 cm	a 50 cm	V101, V102, V103, V104, V105

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

A. VIGUETAS PRETENSADAS:

Las viguetas pretensadas satisfacen lo estipulado en la N.T.E.-E.060, cap. 18 (concreto preesforzado).

Constituidas por los materiales:

- **Cemento:**

Cemento portland tipo I, el cual cumple con las especificaciones de la norma ASTM C-150 "standard specification for portland cement".

- **Arena Gruesa:**

La arena gruesa cumple con lo expuesto en la A.S.T.M. C-33 "standard specification for concrete aggregates".

- **Acero Pretensado:**

Alambres de 4 mm y 5 mm, acero de baja relajación, tridentados, satisface con la norma ASTM-421 y UNE-36-095.

Tabla 9: Característica de las viguetas pretensadas.

Serie	Area (cm ²)	Fpu (kg/cm ²)	f _c (kg/cm ²)	Volumen (m ³)
101	0.378	18000	350	0.0072
102	0.504	18000	350	0.0072
103	0.630	18000	350	0.0072
104	0.784	18000	420	0.0072
105	0.980	18000	500	0.0072

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

B. BOVEDILLAS DE ARCILLA.

El material aligerante cumple con lo expuesto en la N.T.P.-ITINTEC-331.017 con respecto a la materia prima y con la N.T.P.-ITINTEC-331.040 referido a techos y entresijos aligerados.

Tabla 10: Características de bovedilla según su espaciamiento y peralte.

ALTURA DE LOSA(cm)	ALTURA DE BOVEDILLA(cm)	ANCHO(cm)	APOYOS(cm)	LARGO(cm)	PESO MAXIMO (kg)	VOLUMEN (m ³)
17 a 50	12	39	1.74	25	9.10	0.012
17 a 60	12	49	1.74	20	9.30	0.012
20 a 50	15	39	1.74	25	10.60	0.014
20 a 60	15	49	1.74	20	11.00	0.014
25 a 50	20	39	1.74	25	12.65	0.019
25 a 60	20	49	1.74	20	12.80	0.019
30 a 50	25	39	1.74	25	13.98	0.024

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

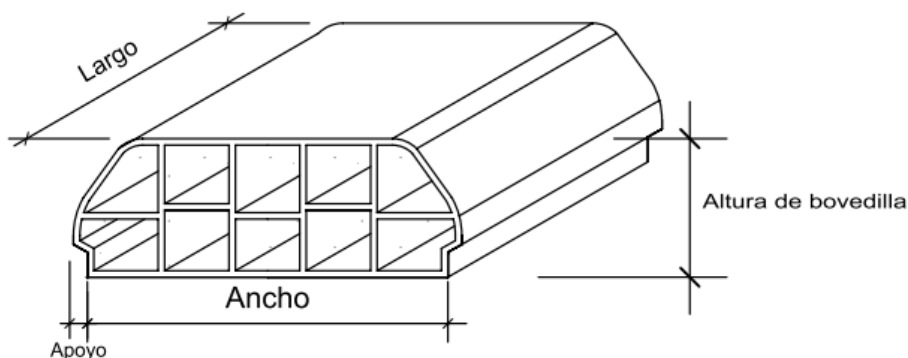


Figura 18: Característica de bovedilla.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Tabla 11: Losa de concreto de 5 cm.

Longitud de vigueta	f'c min
L ≤ 4.50m en sistema de muros portantes	175 kg/cm ²
L > 4.50m	210 kg/cm ²

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

- Especificaciones:

Agregado grueso: Piedra N°57(3/4")

Slump de diseño máximo: 3 1/2"

2.2.7.4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL SISTEMA.

Tabla 12: Consumos de concreto.

SISTEMA DE LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS		
ALTURA DE LOSA (cm)	VIGUETAS DOBLE (m ³ /m ²)	VIGUETAS SIMPLE (m ³ /m ²)
17 a 50	0.07	0.08
17 a 60	0.06	0.08
20 a 50	0.09	0.09
20 a 60	0.08	0.09
25 a 50	0.12	0.10
25 a 60	0.11	0.10
30 a 50	0.15	0.11

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Tabla 13: Pesos de losa.

SISTEMA DE LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS				
LOSAS CON VIGUETAS SIMPLE			LOSAS CON VIGUETAS DOBLE	
ALTURA DE LOSA (cm)	Arcilla (kg/m ²)	Poliestireno (kg/m ²)	Arcilla (kg/m ²)	Poliestireno (kg/m ²)
17 a 50	245	180	290	230
17 a 60	245	180	250	200
20 a 50	280	210	345	280
20 a 60	275	210	310	245
25 a 50	335	250	430	350
25 a 60	330	250	395	320
30 a 50	400	300	515	420

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

2.2.7.5. DISEÑO DE LOSA COMPUESTA.

Similar a la losa tradicional, se identificará el paño a calcular y tener en cuenta que tipos de cargas van a actuar sobre la losa, se realizar la amplificación de cargas y finalmente se comparara el momento ultimo (*tabla 15*) y se determinara el tipo de vigueta (*serie*) que se usara.

a) Calculo del acero negativo en la losa:

$$A_{s_{neg.}} = f(b_w, d, f'c, Mom_{neg.})$$

b) Calculo de la serie de la vigueta:

$$Mu_{pos.} \leq Madm_{vigueta} \quad (de \text{ tabla } 15)$$

c) Calculo de cortante último en la losa:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.10 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

Tabla 14: Cortante en la losa según el peralte.

Losa	ϕV_c	ϕV_c
f'c losa in situ	210 kg/cm ²	350 kg/cm ²
17 cm	1.25 tn	1.60 tn
20 cm	1.50 tn	1.95 tn
25 cm	1.90 tn	2.50 tn
30 cm	2.40 tn	3.00 tn

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

En caso $Vu_{vig} > \phi V_c$, retira intercaladamente las bovedillas hasta que $Vu_{vig} \leq \phi V_c$.

Tabla 15: Tabla de momentos admisibles de las viguetas.

	Altura de losa (cm)	Dist/Ejes (cm)	Peso Propio (Kg/m ²)		Momentos Admisibles (Kg-m) = ϕM_n				
			Ladrillo	Poliestireno	V101	V102	V103	V104	V105
VIGUETA SIMPLE	17	60	245	180	760	1030	1290	1585	1965
	20	60	275	210	940	1280	1595	1965	2435
	25	60	330	250	1250	1660	2100	2595	3230
	17	50	245	180	760	1030	1290	1585	1965
	20	50	280	210	940	1280	1595	1965	2435
	25	50	335	250	1250	1660	2100	2595	3230
	30	50	400	300	1560	2020	2610	3230	4020
VIGUETA DOBLE (DDVV)	17	71	250	200	1470	1953	2445	2960	3600
	20	71	310	245	1835	2469	3055	3720	4540
	25	71	395	320	2445	3196	4070	4980	6110
	17	61	290	230	1470	1953	2445	2960	3600
	20	61	345	280	1835	2469	3055	3720	4540
	25	61	430	350	2445	3196	4070	4980	6110
	30	61	515	420	3055	3970	5090	6240	7690

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

d) Limitaciones:

Series máximas de viguetas a usar según la luz del paño:

Tabla 16: Peralte de losas recomendadas por el fabricante.

DESCRIPCION	V101	V102	V103	V104	V105
Luz máxima de vigueta (m)	4.50	5.50	6.50	7.50	8.50

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

e) Altura de losa recomendadas considerando su funcionalidad:

Tabla 17: Peralte y espaciamiento (cm) de losas recomendadas por el fabricante.

ENTREPISOS				
Luces (m)	0-5.10	5.10-6.00	6.00-7.50	7.50-8.50
Altura de la losa	17 a 60	20 a 60	25 a 60	30 a 50
AZOTEAS (S/C=100 kg/m ²)				
Luces (m)	0-6.00	6.00-6.50	6.50-8.00	8.00-8.50
Altura de la losa	17 a 60	20 a 60	25 a 60	30 a 50
ESTACIONAMIENTOS (Todos a 50 cm.)				

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

2.2.7.6. MANEJO DEL SISTEMA.

A. PROCESO CONSTRUCTIVO.

Previamente al colocado de la primera vigueta se colocará el apuntalamiento adecuado, ya que estas trabajan en conjunto con la losa (*capa de compresión*). Se recomienda que estas estén apoyadas de 5cm – 10cm sobre muros y vigas ya vaceadas, y mínimo 5cm en vigas que se vacearan con la losa (*losa de compresión*). El proceso se termina armando la malla de acero por encima del material aligerante.

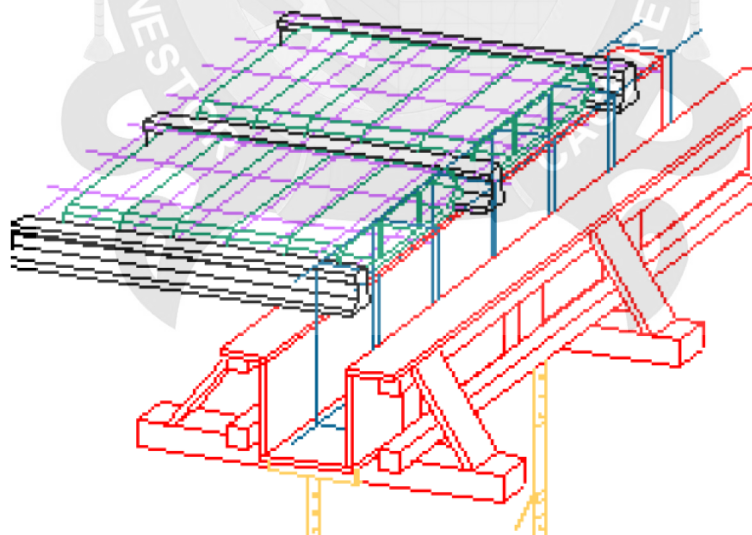


Figura 19: Panorama final después de haber izados todos los elementos.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Ya fraguado la losa de concreto, se efectuará el despuntalamiento del encofrado.

B. DETALLES CONSTRUCTIVOS.

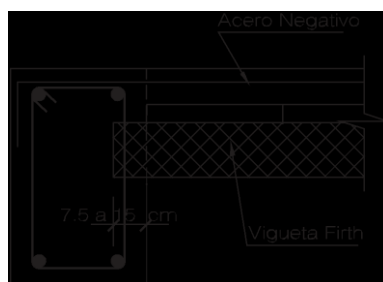


Figura 20: Detalle en extremos discontinuos.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

$$L_n < 5m = 7.5cm.$$

$$L_n > 5m = 10cm \text{ y } 15cm.$$

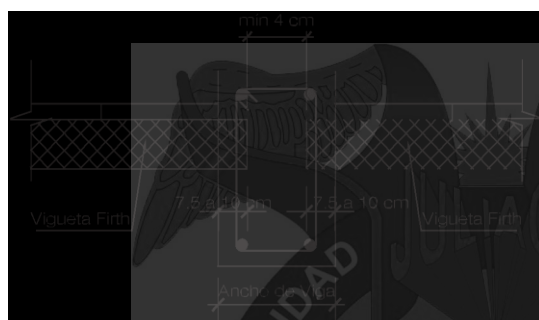


Figura 21: Detalle de apoyos continuos.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

$$L_n < 5m = 7.5cm.$$

$$L_n > 5m = 10cm.$$

Distancia entre viguetas >
4 cm.



Figura 22: Detalle vigueta – placa.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Muros de corte de $e = 10cm$.

$L_n < 4.5m$ la conexión será 3cm.

$L_n > 4.5m$ la conexión será 7.5cm.

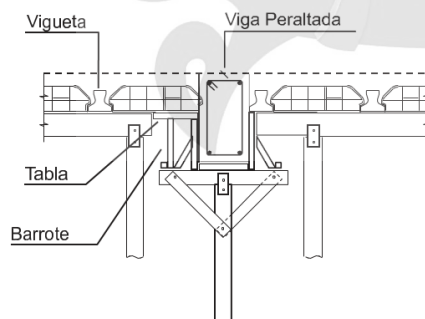


Figura 23: Detalle de entablado de bovedilla en vigas peraltadas.

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Se realizara el encofrado
adecuado.

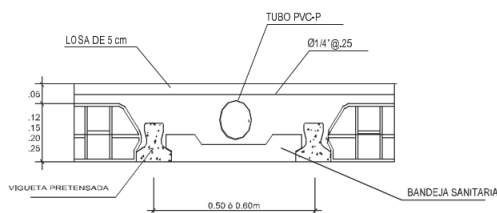


Figura 24: Detalle de instalaciones sanitarias paralelas a la viga.
Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Las tuberías de desagüe se colocaran paralelas a la viga.

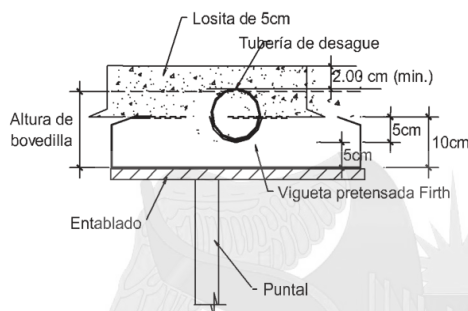


Figura 25: Detalle de instalaciones sanitarias perpendiculares a la viga.
Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Se picara 5cm la vigueta en caso la tubería pase por la vigueta.

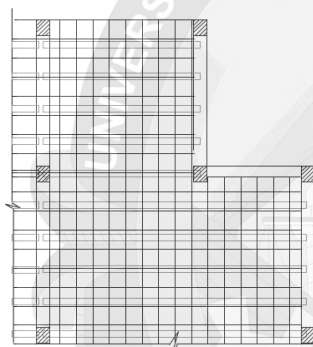


Figura 26: Detalle acero de temperatura.
Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

$L_n > 5m$ el acero por temperatura sera en dos sentidos.

Dirección de la vigueta:
perpendicular $\frac{1}{4}$ " a 25cm,
paralela $\frac{1}{4}$ " a 30cm.

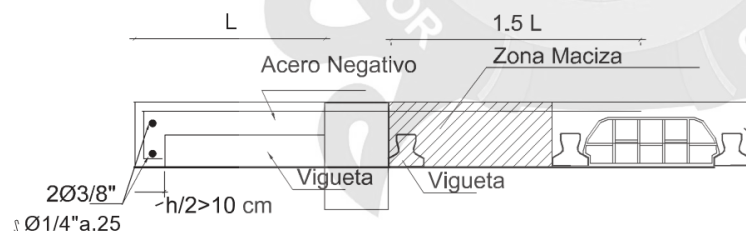


Figura 27: Detalle de voladizos.
Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Es necesario la viga en el borde de la losa.

El voladizo será de 0.8m a 1.5m.

2.2.8. LOSAS BIDIRECCIONALES.

Las losas se apoyan en dos extremos, siendo siempre su deformación en una sola dirección, y por lo tanto se mantiene la flexión en la dirección de deformación. Si aumentamos los apoyos a tres o cuatro la deformación ha variado y se presenta en dos direcciones perpendiculares, lo que genera la flexión en las dos direcciones principales. El primer caso se conoce como losas unidireccionales y los otros como losas bidireccionales. Ambos pueden tener apoyos de vigas o muros. Existe un caso especial que se denomina como placa o losa plana cuando se apoyan solamente en columnas.

De los ensayos realizados se ha podido comprobar que una losa trabaja como bidireccional si la relación de lado largo (L) lado corto (S) de la losa es ≤ 2 .

$$\frac{L}{S} \leq 2 \rightarrow \text{Es Bidireccional}$$

Para una mejor aclaración del comportamiento de losas se considera un tablero rectangular aislado apoyado en sus cuatro lados, sobre el cual actúa una carga uniformemente repartida por área W . Considerando dos franjas centrales perpendiculares entre si AB y CD , por la acción de la carga externa se presenta una deformación en la zona central E , la cual tiene que ser igual para la franja AB y la franja CD .

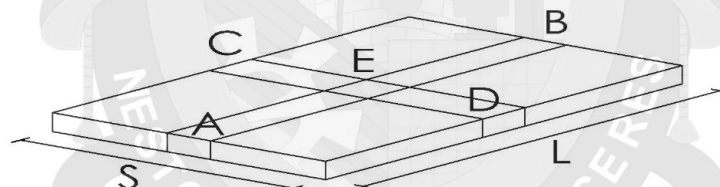


Figura 28: Franjas centrales en un panel de entrapiso.
Fuente: Propia.

De acuerdo a la teoría de deformaciones para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida la deflexión máxima es $5wl^4/384EI$. Para una sección constante la ecuación se reduce a $\delta = kwl^4$, donde k es una constante $5/384EI$.

Considerando que en cada franja actúa una porción de la carga total, la deflexión en cada franja será:

- Franja AB $\delta_{AB} = kw_{AB}L^4$

- Franja CD $\delta_{CD} = kw_{CD}L^4$

$$w_{AB} = \frac{\delta_{AB}}{k \cdot L^4}$$

$$w_{CD} = \frac{\delta_{CD}}{k \cdot L^4}$$

Siendo w_{AB} y w_{CD} porciones de la carga total, se tiene que $w = w_{AB} + w_{CD}$, además las deformaciones son iguales en la zona central E, se obtiene:

$$w_{AB} = \frac{w \cdot S^4}{L^4 + S^4}$$

$$w_{CD} = \frac{w \cdot L^4}{L^4 + S^4}$$

$$\delta_{AB} = \delta_{CD} \rightarrow k \cdot w_{AB} \cdot L^4 = k \cdot w_{CD} \cdot S^4 \rightarrow w_{AB} = \frac{w_{CD} \cdot S^4}{L^4} = \frac{(w - w_{AB}) \cdot S^4}{L^4}$$

$$w_{AB} = \frac{w \cdot S^4}{L^4} - \frac{w_{AB} \cdot S^4}{L^4} \rightarrow w_{AB} \left[1 + \frac{S^4}{L^4} \right] = \frac{w \cdot S^4}{L^4}$$

De las relaciones obtenidas se concluye que en la franja más corta S recibe mayor porción de carga que en la franja larga L . Por lo tanto, el mayor momento de flexión se presenta en el claro más corto. Si la relación del claro largo a corto es mayor a 2, los momentos de flexión en el claro largo son mucho menores por lo tanto podemos concluir que es una losa cuya deformación predominante es en una dirección, si el caso es contrario se tiene una losa bidireccional.

A) LOSAS MACIZAS.

El procedimiento de diseño de losas macizas armadas en dos direcciones es similar al procedimiento de diseño de vigas. Sin embargo, es necesario tomar en cuenta algunos criterios adicionales como el espaciamiento máximo del refuerzo principal el cual no deberá ser mayor que tres veces el espesor de la losa ni mayor que 45cm . Además, es preciso considerar la distribución de refuerzo por contracción y temperatura. La armadura principal mínima, tiene la misma cuantía que el refuerzo de temperatura.

B) LOSAS ALIGERADAS.

Las losas macizas, como ya se ha indicado, son diseñadas como vigas de ancho unitario. Este tipo de estructuras no son convenientes si se trata de salvar luces grandes, pues resultan muy pesadas y antieconómicas. Tienen poca rigidez y vibran demasiado. Debido a su poco peralte, requieren mucho refuerzo longitudinalmente y si este se incrementa para disminuir la cantidad de acero e incrementar su rigidez, el peso propio aumenta considerablemente.

Las losas aligeradas permiten salvar la situación anterior. Están constituidas por una serie de pequeñas vigas T, llamadas nervaduras o viguetas, estas son más

ligeras que las losas macizas de rigidez equivalente, lo que les permite ser más eficiente para cubrir grandes luces.

2.2.8.1. MÉTODOS.

Existen varios métodos para resolver losas bidireccionales, trataremos dos de ellos: Método de coeficiente y Método directo, ambos son contemplados por el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma Técnica de Edificaciones E-0.60).

A. MÉTODO DE COEFICIENTES.

N.T.E.-E.060 (2009) señalan que: "Las características principales del método de Coeficiente son:

- Las losas están apoyadas en sus cuatro lados sobre muros o vigas.
- Se considera que las losas consisten de franjas en cada dirección.
- Se denomina franja central a aquella de ancho igual a la mitad del tablero o paño, simétrica respecto a la línea central del tablero y que se extienda en la dirección en que se considera los momentos.
- Se denomina franja de columna aquella de ancho igual a la mitad del paño o tablero, que ocupa las dos áreas de una cuarta parte del tablero, fuera de la franja central.
- En bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo" (p.116).

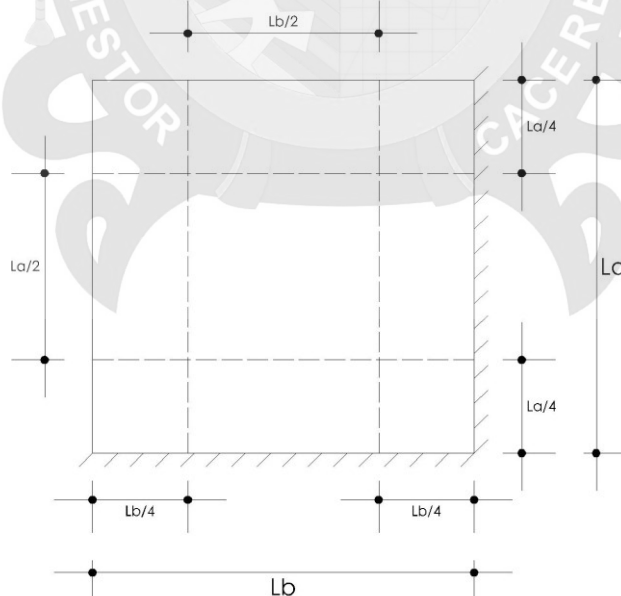


Figura 29: Franjas de diseño en cada dirección.
Fuente: Propia.

N.T.E.-E.060 (2009) señalan que: "Para proceder a determinar los momentos se debe tener en cuenta las secciones críticas:

- A lo largo de los bordes del tablero en las caras de las vigas de apoyo para el caso de momentos negativos.
- A lo largo de las líneas medias de los blancos para el caso de momentos positivos" (p.117).

Los momentos se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$Ma = Ca \cdot wu \cdot A^2$$

$$Mb = Cb \cdot wu \cdot B^2$$

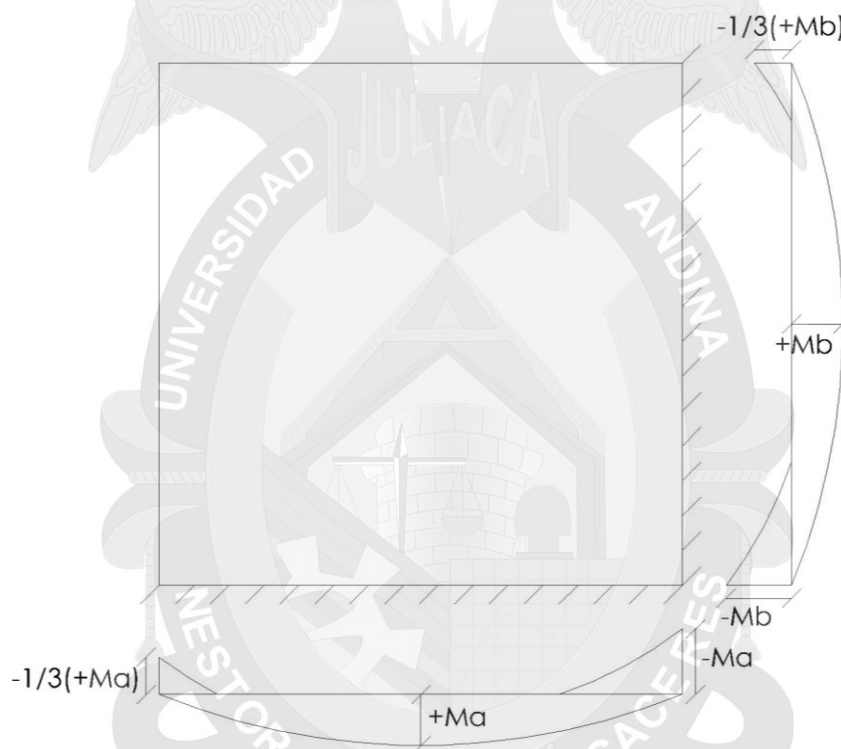


Figura 30: Momentos en secciones críticas de tablero.

Fuente: propia.

Para el caso de la franja de columna los momentos disminuirán paulatinamente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de estos valores en el borde del tablero. En el caso de paños continuos, si los momentos negativos en uno y otro lado del apoyo difieren en más del 20%, la diferencia será distribuida en proporción a las rigideces relativas de las losas.

Para el diseño de las vigas de borde la carga de la losa sobre las vigas se considera teniendo en cuenta el área formada por la intersección de líneas a 45° trazadas desde las esquinas.

B. MÉTODO DIRECTO.

El método directo usará coeficientes que nos permiten hallar los momentos rápidamente, para posteriormente poder distribuirlos a la franja de columna y franja central, también puede emplearse para el diseño de losas con y sin vigas.

Ortega García (2015) enfatizan que: "Para losas que no cumplan con las limitaciones que se mencionaran, deberán ser calculadas por el método de coeficientes:

- Existen 3 o más paños en cada dirección.
- Los paños serán rectangulares, con una relación de luz mayor a luz menor, no mayor de 2.
- Las longitudes de dos paños adyacentes no deberán diferir en más de 1/3 de la luz mayor.
- Las columnas están alineadas o tengan un desalineamiento como máximo igual al 10% de la longitud del paño en la dirección del desalineamiento, a partir de cualquier eje que una los centros de columnas sucesivas.
- Las cargas sean de gravedad y correspondiente a cargas distribuidas uniformemente en todos los paños.
- La carga viva no exceda 3 veces la carga muerta.
- La relación de rigideces relativa de las vigas en dos direcciones perpendiculares no sea menor de 0.2 ni mayor que 5. Esta relación de rigideces se determinará calculando el cociente" (p. 173).

$$0.2 \leq \frac{\alpha_1(l_2)^2}{\alpha_2(l_1)^2} \leq 5$$

Donde α_1 se define en la dirección l_1 y α_2 en la dirección l_2 .

Por lo expuesto es necesario definir, primeramente, las franjas de columnas, franjas centrales y los parámetros de rigidez relativa de viga-losa, en ambas direcciones.

B.1. FRANJAS DE COLUMNAS Y FRANJAS CENTRALES.

Ortega García (2015) Sostiene: "Se denomina franja de columna a una franja de diseño con un ancho, a cada lado del eje de la columna igual a $0.25 l_1$ ó $0.25 l_2$, el que sea menor, donde l_1 , es la longitud del paño en la dirección en que se determina los momentos, y l_2 es la longitud del paño transversal a l_1 , ambas

medidas centro a centro de los apoyos. La franja de columna incluye a la viga si esta existe" (p.175).

Se denomina franja central a una de diseño limitada por dos franjas de columnas.

Se especifica que la franja de la columna sea en función de la luz más corta ℓ_1 y ℓ_2 , porque existe la tendencia de concentrar el momento en la línea de columna cuando la luz de la franja es menor que se ancho.

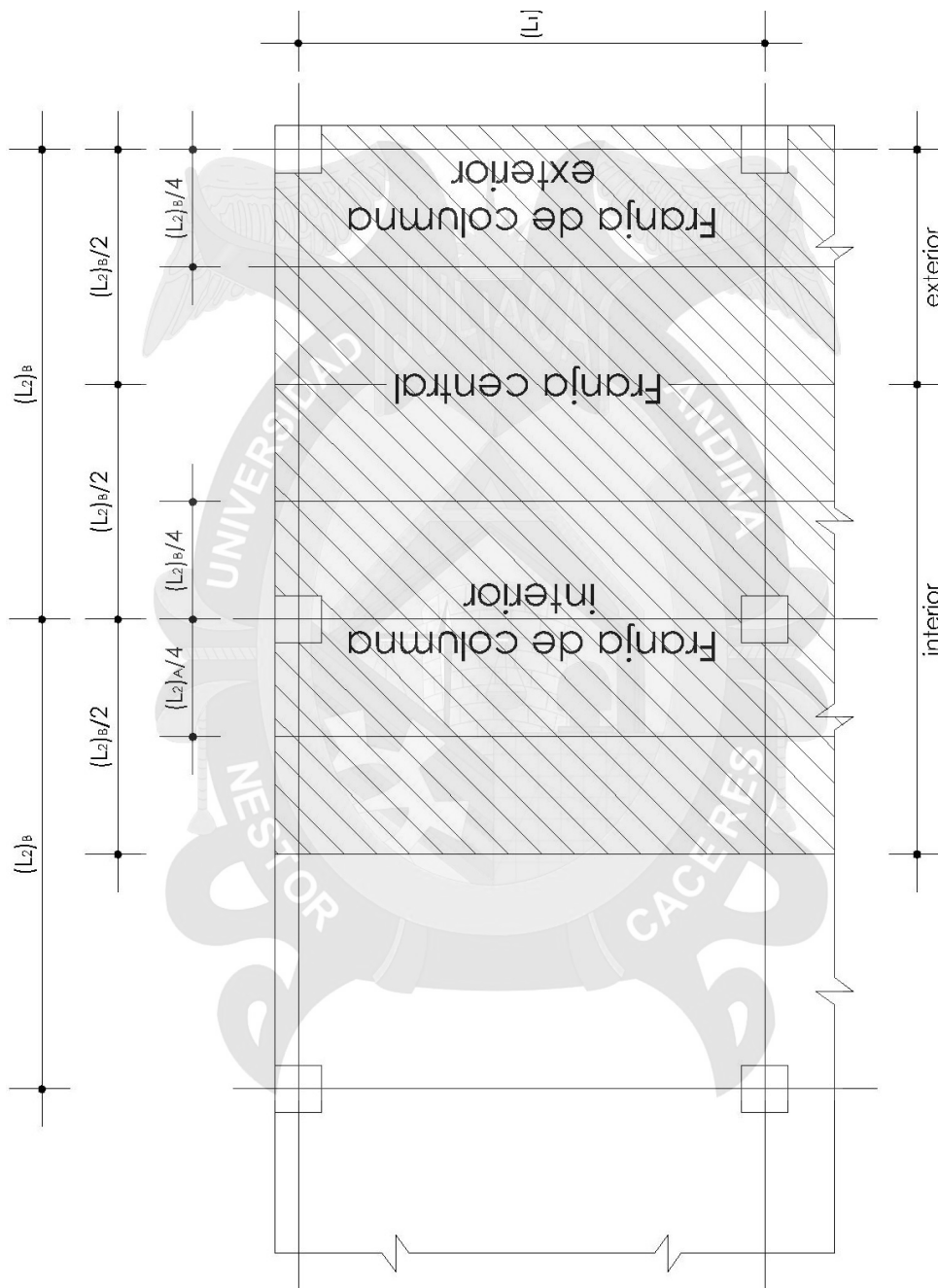


Figura 31: Franja de columna $L_2 \leq L_1$.

Fuente: Juan Ortega García - Concreto Armado II – Pág.175.

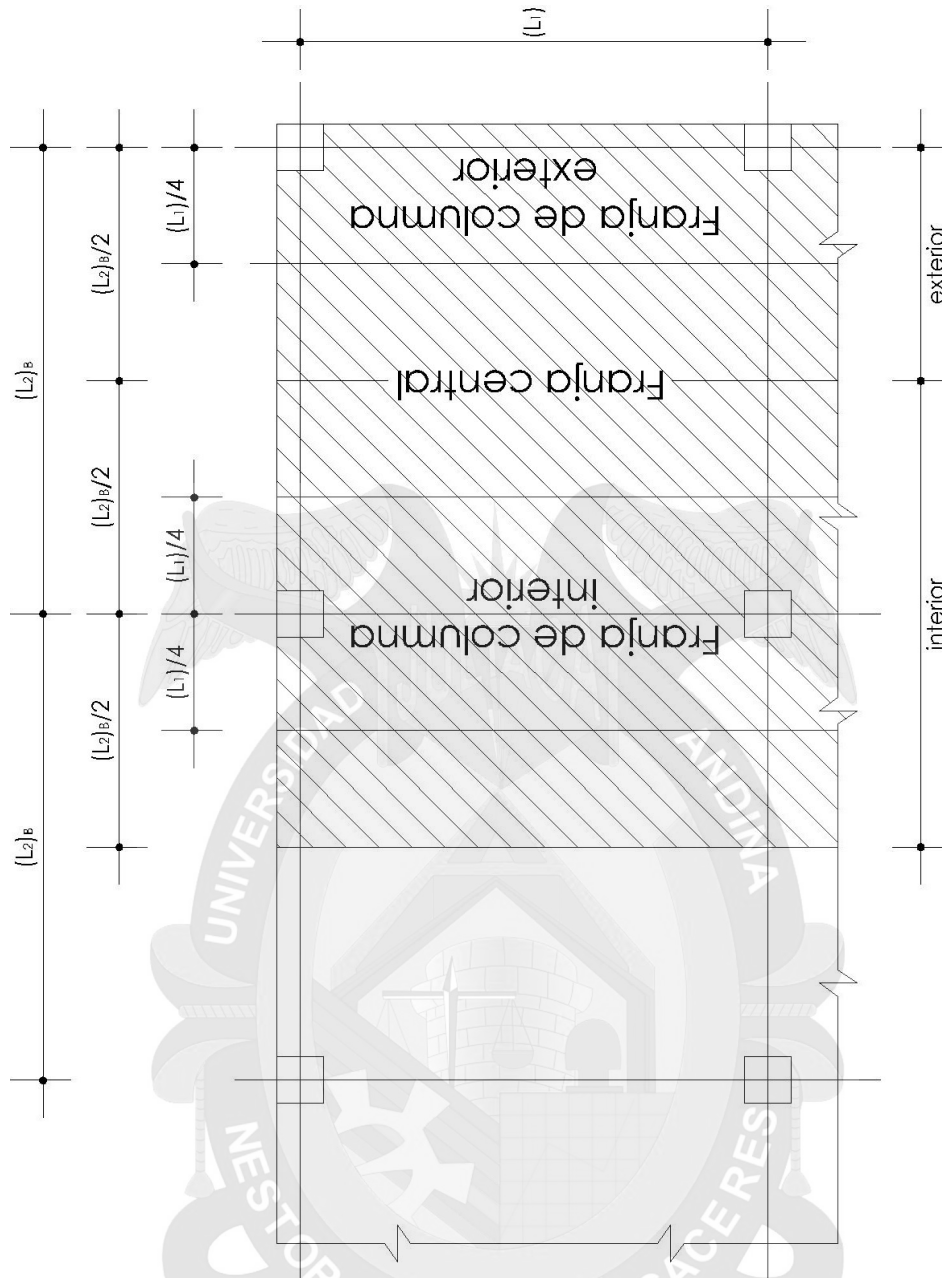


Figura 32: Franja de columna $L_2 > L_1$.

Fuente: Juan Ortega García - Concreto Armado II – Pág.175.

B.2. RIGIDEZ RELATIVA VIGA-LOSA.

Se define α a la relación entre la rigidez a la flexión de la sección de la viga y la rigidez a la flexión de una franja de losa limitadas lateralmente por los ejes centrales de dos tableros adyacentes (si los hay) en cada lado de la viga:

$$\alpha = \frac{E_{vig} \times I_{vig}}{E_{los} \times I_{los}}$$

Siendo I_{vig} el momento de inercia de la viga e I_{los} el momento de inercia de la losa. Para el cálculo de I_{vig} se considera una viga T con ancho que incluya una porción

de losa a cada lado de la viga, que se extienda una distancia igual a la proyección de la parte de la viga, abajo o arriba de la losa (viga normal o viga invertida), la que sea mayor, pero no mayor que cuatro veces el espesor de la losa. La relación α se deberá evaluar para cada viga que forme un paño, denominándose α_m el promedio de los α de todas las vigas del paño.

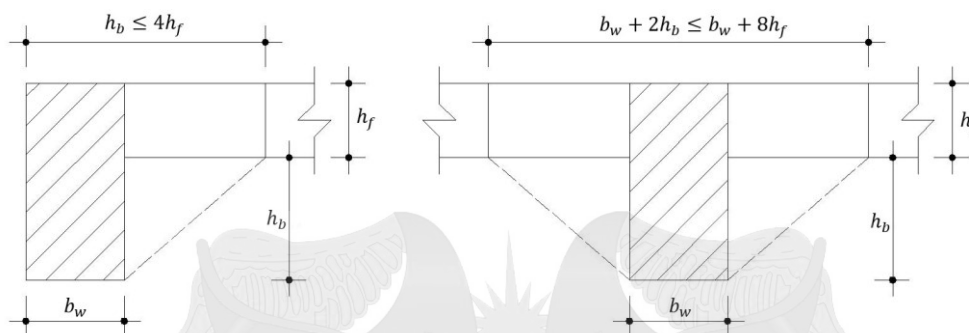


Figura 33: relación de rigideces para secciones de vigas y losas.
Fuente: N.T.E.-E.060-Fig. 11.6.1.

B.3. MOMENTO ESTÁTICO AMPLIFICADO.

Recordando el caso de una viga simplemente apoyado con carga uniformemente repartida, el momento estático es igual $wl^2/8$. Si los apoyos de esta viga tienen rigidez aparecen momentos negativos en cada uno de ellos. Estos momentos varían desde cero, para apoyos simples, hasta el valor de $wl^2/12$, si el apoyo es un empotramiento. El método directo tiene en cuenta este fundamentado y trata sobre el momento estático amplificado total (M_o) que se determine en una franja limitada lateralmente por eje central del paño en cada lado del eje de los apoyos. Se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$M_o = \frac{W_u \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8}$$

Luego de determinar el momento estático amplificado total del apoyo, de acuerdo al tipo de apoyo vamos a encontrar los momentos negativos en cada uno de ellos.

B.4. MOMENTOS NEGATIVOS Y POSITIVOS AMPLIFICADOS TOTALES EN UN PAÑO.

Los momentos negativos se consideran a la cara de los apoyos rectangulares. En el caso de tener apoyos circulares o polígono regular se considera un apoyo cuadrado de área equivalente.

En paños interiores, se considerará:

$$Mu (-) = 0.65 \cdot Mo$$

$$Mu (+) = 0.35 \cdot Mo$$

En paños exteriores, el momento total se distribuye como se indica en la Tabla 18.

Tabla 18: Coeficiente para distribuir momentos positivos y negativos en los paños exteriores.

Momentos	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo exterior	0.00	0.16	0.26	0.30	0.65

Fuente: N.T.E.-E.060-Art.13.6.3.

Donde:

Caso 1: Borde exterior restringido.

Caso 2: Losa con vigas en todos los lados.

Caso 3: Losa sin vigas.

Caso 4: losa sin vigas, pero con vigas de borde exterior.

Caso 5: Borde exterior totalmente restringido.

En los casos de apoyo común se diseña para el mayor momento negativo interior.

Las vigas de borde deben tener la resistencia adecuado para los esfuerzos de flexión, corte y torsión.

Los momentos positivos y negativos obtenidos están aplicados a las siguientes secciones. Losa de franja de columna, losa de franja central y viga (si existe). El siguiente paso del método directo es encontrar la distribuir de los momento negativos y positivos a cada una de las secciones indicadas.

B.5. MOMENTOS AMPLIFICADOS EN LA FRANJA DE COLUMNA.

En una franja de columna puede presentarse dos secciones: losa y viga (si existe), por lo tanto, la distribución de los momentos depende de la rigidez relativa viga-loso α en paños extremos e interiores y adicionales de la relación de rigidez torsional de la viga de borde y la rigidez a flexión de la losa de los paños extremos.

La relación de rigidez torsional de viga de borde-rigidez por flexión de losa se mide con el parámetro β_t , el cual se obtiene de la expresión siguiente:

$$\beta_t = \frac{E_{cb} \cdot C}{2 \cdot E_{cs} \cdot I_s}$$

$$c = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3}$$

Para hallar el valor de C se tendrá en cuenta la viga de borde, paño extremo, como una viga T , compuesta por rectángulos de lados X e Y , siendo $X < Y$. La porción de losa que se debe considerar para el ala de la viga de borde (ancho efectivo) será igual a la proyección de la parte de la viga, situada por debajo o por encima de la losa, la que sea mayor, no debiendo exceder de 4 veces el espesor de la losa ($4h_L$).

Al descomponer la viga T en rectángulos de lados X e Y se deberá considerar las diferentes posibilidades. Se usará el mayor valor C obtenido. El momento de inercia de la losa, se obtiene con las consideraciones anteriores tratadas.

Los momentos en la franja de columna, franja central y vigas serán un porcentaje del momento estático total (M_o).

Tabla 19: Porcentajes para la franja de columna.

Relación de rigidez		l_2/l_1		
		0.5	1.0	2.0
Momento negativo interior	$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	75	75	75
	$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45
Momento positivo	$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	60	60	60
	$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45
Momento negativo exterior	$\alpha_1(l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100
		$\beta_t = 2.5$	75	75
	$\alpha_1(l_2/l_1) \geq 1$	$\beta_t = 0$	100	100
		$\beta_t = 2.5$	90	75

Fuente: N.T.E.-E.060-Art.13.6.4.

B.6. MOMENTOS EN VIGAS.

Los momentos amplificados en las vigas, $M_v (+)$ ó $M_v (-)$, se obtiene de la forma siguiente:

- Si $\alpha_1(l_2/l_1)$ es mayor o igual que uno, las vigas contenidas en la franja de columna deberán diseñarse para resistir el 85% de los momentos de la franja de columna.
- Para valores $\alpha_1(l_2/l_1)$ comprendidos entre 0.0 y 1.0, la proporción del momento de la franja de columna que debe ser resistido por la viga deberá obtenerse por interpolación lineal entre 0% y 85%.
- Los momentos que se han obtenido solamente se deben al peso de la losa, para el diseño final de la viga debe añadirse los momentos debidos al peso propio de la viga más las cargas de gravedad que se presentan directamente sobre la viga, tal como muros u otros. Este análisis estructural se puede realizar por coeficientes siempre y cuando cumple con los requisitos, en caso contrario se ejecutara el análisis respectivo.

- Para el diseño final se tiene que considerar todos los casos de diseño por flexión en vigas, como son vigas simplemente reforzada, viga doblemente reforzada o viga T . Asimismo se diseña la viga por cortante de acuerdo a la N.T.E.-E.060.

B.7. MOMENTO EN LA FRANJA CENTRAL.

Los momentos factorizados, no tomados por las franjas de columna, serán tomadas por las franjas centrales, a excepción de las franjas centrales adyacentes o paralelas con un borde apoyado en un muro, donde el momento a ser resistido es dos veces el momento factorizado a la franja central adyacente a la franja exterior de diseño.

C. DISEÑO DE LOSAS BIDIRECCIONALES POR CORTANTE.

En losas bidireccionales se presentan dos efectos de fuerza cortante.

- Cortante debido al efecto de flexión.
- Cortante debido al efecto de punzonamiento.

Se considera los dos efectos para el diseño de cortante:

- Cortante de flexión, denominado también por tracción diagonal, es el mismo diseño que se ha realizado para elementos unidireccionales.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c \rightarrow V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

- Cortante por punzonamiento, solo se presenta para losas bidireccionales apoyadas sobre columnas sin vigas. Para el caso de losas bidireccionales apoyados sobre muros o vigas no se verificará el cortante por punzonamiento.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c \rightarrow V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde β_c es la relación del lado largo al lado corto de la columna que recibe a la losa y b_o es el perímetro de la sección crítica. La sección crítica de cortante por punzonamiento se mide a partir de la cara de la columna o del capitel a una distancia $d/2$.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO.

3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA INVESTIGACIÓN.

- | | | |
|--------------------|---|-----------------|
| A. TIPO | : | DESCRIPTIVO. |
| B. CARÁCTER | : | DEDUCTIVO. |
| C. ENFOQUE | : | CUANTITATIVO. |
| D. ÁREA | : | CONSTRUCCIONES. |

A. TIPO DESCRIPTIVO: Debido a que se verán las características de los sistemas de construcción de dos diafragmas rígidos de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

B. CARÁCTER DEDUCTIVO: Parte de una premisa general, para sacar conclusiones de un caso particular. En definitiva, sigue el modelo aristotélico deductivo esquematizado en el silogismo y pone énfasis en la teoría.

C. ENFOQUE CUANTITATIVO: Según Borja Suárez (2012, p.11); permite conocer la realidad a través de la recolección y análisis de datos, con lo que se podría contestar las preguntas de la investigación y probar las hipótesis.

D. AREA CONSTRUCCIONES: Dentro de la estructura curricular de la U.A.N.C.V., se tiene diversos como geotecnia, transportes, construcciones, etc. El trabajo a desarrollarse por tratarse de losa aligerada está considerado en el área de construcciones.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

Para el desarrollo de la investigación se considera 3 componentes, que son las siguientes:

- Mejorar la eficiencia estructural.
- Reducir costos de construcción.

- Mejorar tiempo de ejecución.

3.2.1. MEJORAR LA EFICIENCIA ESTRUCTURAL.

Nos permite cuantificar la eficiencia estructural de una edificación de concreto armado; ya que estando sometido a fuerzas estáticas y dinámicas la edificación no deberá superar la deriva establecida por el N.T.E-E.030.

- Resistencia.

3.2.2. REDUCIR COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.

Mide la incidencia del costo directo de la losa tradicional y la losa compuesta con viguetas pretensadas, y así poder conocer la alternativa con menor costo.

- Presupuesto.

3.2.3. MEJORAR TIEMPO DE EJECUCIÓN.

Mide la incidencia del tiempo de ejecución de la losa tradicional frente al de la losa compuesta con viguetas pretensadas, y así poder conocer la alternativa con menor tiempo en ejecución.

- Programación.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.

A. POBLACIÓN.

La presente investigación no se realiza sobre una población específica; está relacionada con las áreas de objeto de estudio, esta se refiere a las construcciones de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

B. MUESTRAS.

Para el análisis de las variables se tomará como muestra una edificación en concreto armado a construirse en la ciudad de Juliaca.

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

A) Instrumento de medición para el indicador de la variable independiente:

1. para la medición de la calidad y el tipo de proceso constructivo.
 - El material aligerante en uso y construcción de la losa aligerada.

B) Instrumento de medición para los indicadores de la variable dependiente:

1. Para la medición de RESISTENCIA ESTRUCTURAL.



- Software Etabs v17.0.0.
2. Para la medición EL COSTO.
- Software S10 (costos y presupuestos).
3. Para la medición EL TIEMPO.
- Software Ms Project.



CAPÍTULO IV

CÁLCULO DEL EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO.

4.1. ESTRUCTURACIÓN Y PRE-DIMENSIONAMIENTO.

4.4.1. ESTRUCTURACIÓN.

Blanco Blasco (1996) define: "los Principales Criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente, son:

- *Simplicidad y Simetría*: Dado que se puede predecir el comportamiento e idealizar adecuadamente la estructura. Es así que se ha aprovechado la simetría de la edificación en el eje horizontal para reducir efectos torsionales.
- *Resistencia y Ductilidad*: Es necesario que la transferencia de cargas (sísmicas) a lo largo de toda la estructura en su totalidad, como en cada elemento independiente sea adecuada, buscando lograr estabilidad, así como ductilidad, dado que la sollicitación sísmica se presenta bajo un evento aleatorio y durante un corto periodo de tiempo, por lo que se dota a los elementos estructurales de resistencia contra valores intermedios de fuerza sísmica.
- *Hiperestaticidad y Monolitismo*: Se busca que la estructura presente la mayor capacidad de resistencia posible como conjunto, y esto es posible mediante una disposición hiperestática, permitiendo que se produzcan y controlen las rótulas plásticas de manera que se disipe la energía sísmica de la forma más eficiente y segura.
- *Uniformidad y Continuidad de la Estructura*: Es importante que la estructura sea continua, tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien repentina ni abruptamente de rigidez, evitando así concentraciones de esfuerzos.



- *Rigidez Lateral:* A razón de evitar excesivas deformaciones es necesario dotar a la estructura de elementos que aporten rigidez en las direcciones principales.
- *Diafragma Rígido:* Es importante estudiar la condición de las losas; distribución en planta y presencia de aberturas, con el fin de saber si es posible considerar que las fuerzas horizontales se distribuirán en los elementos verticales de acuerdo a la rigidez lateral de cada uno de ellos manteniendo todas las mismas deformaciones laterales (en un mismo nivel).
- *Elementos No Estructurales:* Es necesario saber de qué manera, y si es conveniente considerar la influencia de la tabiquería y/o elementos secundarios (participación) sobre la estructura resistente, dado que esta puede repercutir de forma positiva, así como de forma negativa sobre el comportamiento de la estructura de no tomarse las previsiones del caso.
- *Sub-Estructura o Cimentación:* El diseño final de la cimentación debe garantizar y contemplar, además de la transmisión de las cargas actuantes verticales; transmisión de la cortante basal de la estructura hacia el suelo, provisión para los momentos volcantes, posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación, licuefacción del sub-suelo, así como la posibilidad de giro de la cimentación (condición de apoyo)" (p. 5).

La N.T.E.-E.030 (2016) define: "En su concepción estructural sismorresistente presenta pautas sobre la concepción estructural sismorresistente:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limita.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa" (p.1).

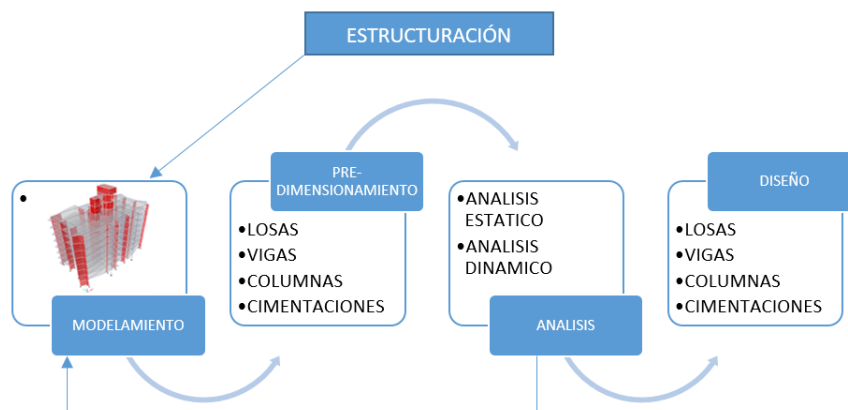


Figura 34: Secuencia de diseño de una edificación.

Fuente: Propia.

4.1.2. PRE-DIMENSIONAMIENTO.

4.1.2.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LOSA TRADICIONAL.

La N.T.E.-E.060 (2009) nos indica: "Peraltes mínimos para no verificar deflexiones. En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10cm de ancho, bloques de ladrillo de 30cm de ancho y losa superior de 5cm, con sobrecargas menores a 300 Kg/cm² y luces menores de 7.5 m" (p.55).

El peralte debe cumplir:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

Donde:

h = Peralte de la losa.

L = Longitud más crítica.

Tabla 20: Peralte de losa tradicional según su paño.

PERALTE DE LOSA (h)	LUZ MAS CRITICA(m)	PESO PROPIO(kg/m ²)
17 cm	< 4 m	280 kg/m ²
20 cm	4 m ≤ 5.5 m <	300 kg/m ²
25 cm	5 m ≤ 6.5 m <	350 kg/m ²
30 cm	6 m ≤ 7.5 m <	420 kg/m ²

Fuente: A. Blanco Blasco-E.D.E.C.A.-Pág.35.

Teniendo en cuenta lo anterior $h = 4.50/25 = 0.18m \rightarrow h = 20cm < 25cm$ ya no se realizará la verificación por deflexión. Para proponer el sentido de la losa aligerada se tuvo en consideración la menor luz libre.

4.1.2.2. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LOSA COMPUESTA.

Por recomendaciones del fabricante se consideró los siguientes peraltes y espaciamientos según la luz libre de cada paño.

Tabla 21: Peralte y espaciamiento (cm) de losas recomendados por el fabricante.

Luces (m)	0 – 5.10	5.10 – 6.00	6.00 – 7.50	7.50 – 8.50
Altura de Losa	17 - 60	20 – 60	25 - 60	30 - 50

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Tabla 22: Peralte de losas recomendados por el fabricante según la luz del paño.

Descripción	V101	V102	V103	V104	V105
Luz máxima de vigueta (m)	4.50	5.50	6.50	7.50	8.50

Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

Teniendo en cuenta la anterior tabla, se optó por un aligerado de 20cm de peralte y 50cm de espaciamiento entre viguetas, considerando las luces libres de los paños que están entre 4.30m y 5.30m.

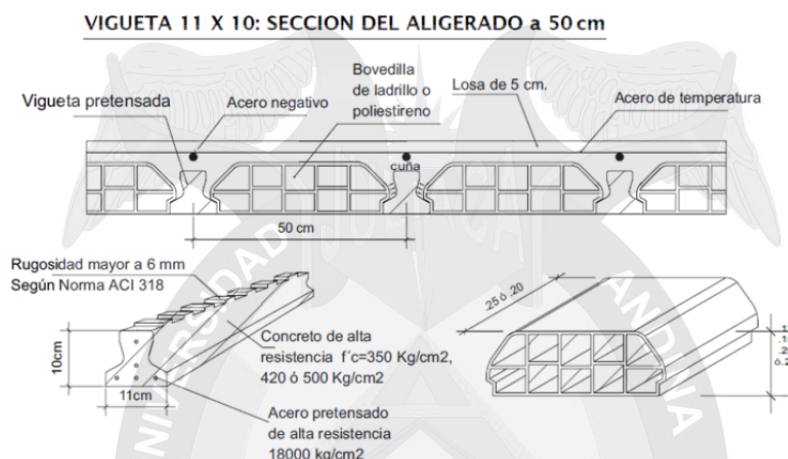


Figura 35: Sección transversal del aligerado seleccionado.
Fuente: Concremax S.A.-Concreto Premezclado-Techomax.

4.1.2.3. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.

A) VIGAS PRINCIPALES.

Blanco Blasco (1996) considera que: "Al pre-dimensionar las vigas, se tiene que considerar la acción de cargas de gravedad y de sismo. Hay criterios prácticos que, de alguna manera, toman en cuenta la acción de combinada de cargas verticales y de sismo, a continuación, se muestra alguno de estos criterios" (p. 39).

$$h = \frac{L}{10}$$

$$b = 0.25h$$

Donde:

h = Peralte de la viga.

L = Longitud libre.

b = Base de la viga.

La R.N.E. nos indica el ancho o base mínimo es 25cm (N.T.E.-E.060, 2009, p.159).

Entonces la dimensión será $h = 5.8/10 = 0.58\text{m}$ y $b = 0.25 \times 0.58 = 0.15\text{m}$. Viendo esto se opta por un peralte de 60cm y una base de 30cm .

B) VIGAS SECUNDARIAS.

Según Oviedo Sarmiento (2016, p39) recomienda la siguiente relación:

$$h = \frac{L}{14} \qquad b = \frac{h}{2}$$

Donde:

h = Peralte de la viga.

b = base de la viga.

Entonces tenemos $h = 4.50/14 = 0.32\text{m}$ y $b = 0.32/2 = 0.16\text{m}$, teniendo en cuenta que $b \geq 25\text{cm}$, nuestro peralte será de 40cm y la base de 25cm .

4.1.2.4. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

Blanco Blasco (1996) considera que: "Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionados considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierne el forma más influyente el dimensionamiento" (p.41).

"Debido a esto se siguió las recomendaciones del libro de referencia 14, el cual indica las consideraciones y fórmulas para hallar el área mínima de las columnas (A_c), según la posición en la que se halle la columna, ya sea central, lateral y esquinera, también se toma la sugerencia que las columnas principales deben tener un espesor mínimo de 0.25m en cualquier dirección" (Oviedo Sarmiento, 2016, p. 40).

- Columnas Centrales

$$A_c = \frac{P_{SERVICIO} \times 1.1}{0.3 \times f'_c}$$

- Columnas Laterales

$$A_c = \frac{P_{SERVICIO} \times 1.25}{0.25 \times f'_c}$$

- Columnas Esquineras

$$A_c = \frac{P_{SERVICIO} \times 1.5}{0.50 \times f'_c}$$

Donde:

A_c = Área mínima de la columna.

$P_{servicio}$ = Carga por Gravedad.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

En nuestro caso solo tendremos un tipo de una columna ya que toda la edificación estará compuesta de muros de corte.

- Columna C-1, eje 5(*Columna lateral*)

$$A_c = 7.03 \times (8) \times 1000 \times 1.25 / 0.25 \times 210 = 1339.05 \text{ cm}^2$$

Se colocó una columna en forma de trapecio de $40 \times 42 \times 48 \text{ cm}^3$ (1800 cm^2) por la arquitectura.

4.1.2.5. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE.

"Son muros de concreto armado que proporcionan gran rigidez lateral a la edificación. Estos elementos absorben casi toda la fuerza cortante basal generada por los sismos. Para el pre-dimensionamiento se aplica un método aproximado que consiste en igualar la fuerza cortante basal a la suma de la resistencia del concreto de las placas" (Blanco Blasco, 1996, p.39).

$$V_{ESTATICO} = \phi V_c$$

$$V_{ESTATICO} = \frac{Z.U.C.S.}{R} \times \text{Peso} = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t \times L$$

$$L = \frac{V_{ESTATICO}}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t}$$

Donde:

L = Longitud total de placas en la dirección de análisis.

$V_{ESTATICO}$ = Cortante basal.

t = Espesor del muro de corte.

Siendo t el espesor estimado del muro; este espesor como mínimo deberá ser 200 mm según R.N.E., se despeja L que viene a ser la longitud total de placas que se requiere el edificio en la dirección de análisis (N.T.E.-E.060, 2009, p.167).

"La principal función de las placas es absorber las fuerzas del sismo controlando así los desplazamientos laterales. Para poder pre-dimensionar estos elementos debemos suponer que las placas absorben el 100% de la fuerza cortante actuante (V_u), entonces las dimensiones de la placa deben ser tales que el cortante

resistente (ϕV_c) debe ser mayor que el V_u , para esto se efectúa un análisis sísmico aproximado utilizando el método estático sugerido por la norma E.030 para obtener así la cortante basal de la estructura, ésta se repartirá entre los elementos estructurales en ese sentido" (Blanco Blasco, 1996, p.39).

$$\frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.15}{6} \times 3184 = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times L \rightarrow L = 27.26m$$

Teniendo en consideración lo indicado y con el fin de estandarizar dimensiones con las vigas principales y secundarias se ha asumido un espesor de 30cm.

4.1.2.6. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS.

Oviedo Sarmiento (2016) nos indica que: "Con la carga de servicio para la columna o muro de corte obtenida del metrado de la edificación y la capacidad portante obtenida en el laboratorio se podrá dimensionar la zapata" (p.173):

$$A_z = P/\sigma_t$$

Donde:

A_z = Área de la zapata.

P = Peso en servicio.

σ_t = Capacidad portante.

En relación a los diseños de cimentación es necesario otorgar una eficiente atención debido a los diferentes problemas que surgen en razón a la interrelación de la estructura con las varias características de los suelos.

Tratándose de una cimentación para un diseño antisísmico, se analizará las fuerzas laterales debido a los movimientos telúricos y a la fuerza axial alterada que proviene de la estructura superior, en forma simultánea.

4.1.2.7. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS.

La N.T.E.-A.010 (2009) sostiene: "Las escaleras tienen la función de interconectar dos ambientes de diferentes niveles, en la estructura tenemos una escalera central rodeada de placas; nos establece para las escaleras que:

$$2C + P = 60cm \text{ a } 64cm$$

Con un mínimo de 0.25m para pasos y un máximo de 0.18m para contrapasos, medido entre las proyecciones verticales de dos bordes continuos. También se recomienda que el ancho mínimo de la escalera sea de 0.90m" (p.12).

Teniendo en consideración lo anterior y viendo nuestra arquitectura se define que los pasos serán de $0.30m$ y los contrapasos de $0.17m$ y el descanso tendrá $1.30m$.

4.1.2.8. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE CISTERNA, TANQUE ELEVADO.

El tanque elevado y el tanque cisterna son elementos de contenedores de líquidos (*nuestro caso agua*).

Según la N.T.E.-IS.010 (2012, p. 4) la dotación para edificaciones multifamiliares será de acuerdo al número de dormitorios de cada departamento, teniendo en cuenta la arquitectura del 2do nivel al 7mo nivel tenemos 4 dormitorios por departamento, y 2 departamentos por cada piso y en el 8 nivel tenemos un departamento con 5 dormitorios, por lo cual tenemos 7 departamentos, entonces tenemos los siguientes resultados:

AGUA FRÍA:

Para la edificación

6 niveles x 2 dptos. x 1350 litros/día \longrightarrow = 16200 litros/día

1 nivel x 1 dpto. x 1500 litros/día \longrightarrow = 1500 litros/día

Para el estacionamiento (2litros/ m^2)

2 litros/ m^2 x 400 m^2 \longrightarrow = 800 litros

AGUA CALIENTE:

6 niveles x 2 dptos. x 420 litros/día \longrightarrow = 5040 litros/día

1 nivel x 1 dpto. x 450 litros/día \longrightarrow = 450 litros/día

Otros:

Agua mínima para combatir incendios es $25 m^3$ \longrightarrow = 25000 litros/día

Dotación Total (lt/d) = 48990 litros/día

Dotación Total (m^3) = 48.99 m^3 .

Según la norma el tanque cisterna tendrá una capacidad de $48.99 m^3 \times (3/4) \approx 37 m^3$, y el tanque elevado tendrá una capacidad de $48.99 m^3 \times (1/3) \approx 17 m^3$.

La dimensión de la cisterna se encuentra limitada por la placa de escaleras (*Placa – 9*), con esta limitante tendríamos un área de $13.82m^2$ entonces la altura de la cisterna será $2.65m$, al sumarle la altura de rebose y la luz libre tendríamos una altura interna de la cisterna de $3.10m$.

El tanque elevado se encuentra ubicado encima de la placa de escaleras (*P-9*) y se apoyara sobre los muros existentes en esa zona que serán las que trabajen ante las acciones laterales de sismo que actúen sobre la referida estructura, considerando lo mencionado se tiene un área de $12.15m^2$ entonces la altura del tanque elevado será $1.35m$, considerando el borde libre se tendrá una altura de $1.80m$.

Tabla 23: Espesor de elementos estructurales de cisterna y tanque elevado.

	Espesor de losa de fondo	Espesor de losa de techo	Espesor de paredes
Cisterna	20 cm	20 cm	20 cm
Tanque elevado	20 cm	15 cm	15 cm

Fuente: Propia.

4.1.2.9. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ASCENSOR.

El ascensor conecta los distintos niveles que existen en una edificación de una manera más rápida, nuestra estructura cuenta con un ascensor principal, este va desde el 1er nivel hasta el 8vo nivel.

Teniendo en consideración la N.T.E.-E.M.070 (2009, p.3) el cual nos proporcionó características para realizar el pre-dimensionamiento de una caja de ascensor.

Tabla 24: Características del ascensor.

	Ascensor
Diferencia de nivel entrepisos (<i>m</i>)	2.60
Área de cabina (<i>m</i> ²)	2.56
Número de pasajeros	13
Capacidad de carga (<i>kg</i>)	975
Puertas de acceso	0.80 m x 2.20 m
Velocidad (<i>m/s</i>)	1.00
Profundidad del foso (<i>m</i>)	1.65

Fuente: Propia.

4.1.2.10. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Elemento de concreto armado que resistirá las presiones laterales producidas por el suelo. Tomando en consideración lo que dice la N.T.E.-E.060 (2009, p.167) el cual nos proporciona un espesor mínimo $0.20m$ para muros exteriores de sótano, teniendo en consideración lo anterior el espesor será de $0.20m$ para nuestro muro de contención.

A continuación, se muestra la propuesta de la estructuración y pre-dimensionamiento del edificio, se puede apreciar la ubicación y orientación de cada uno de los elementos estructurales.

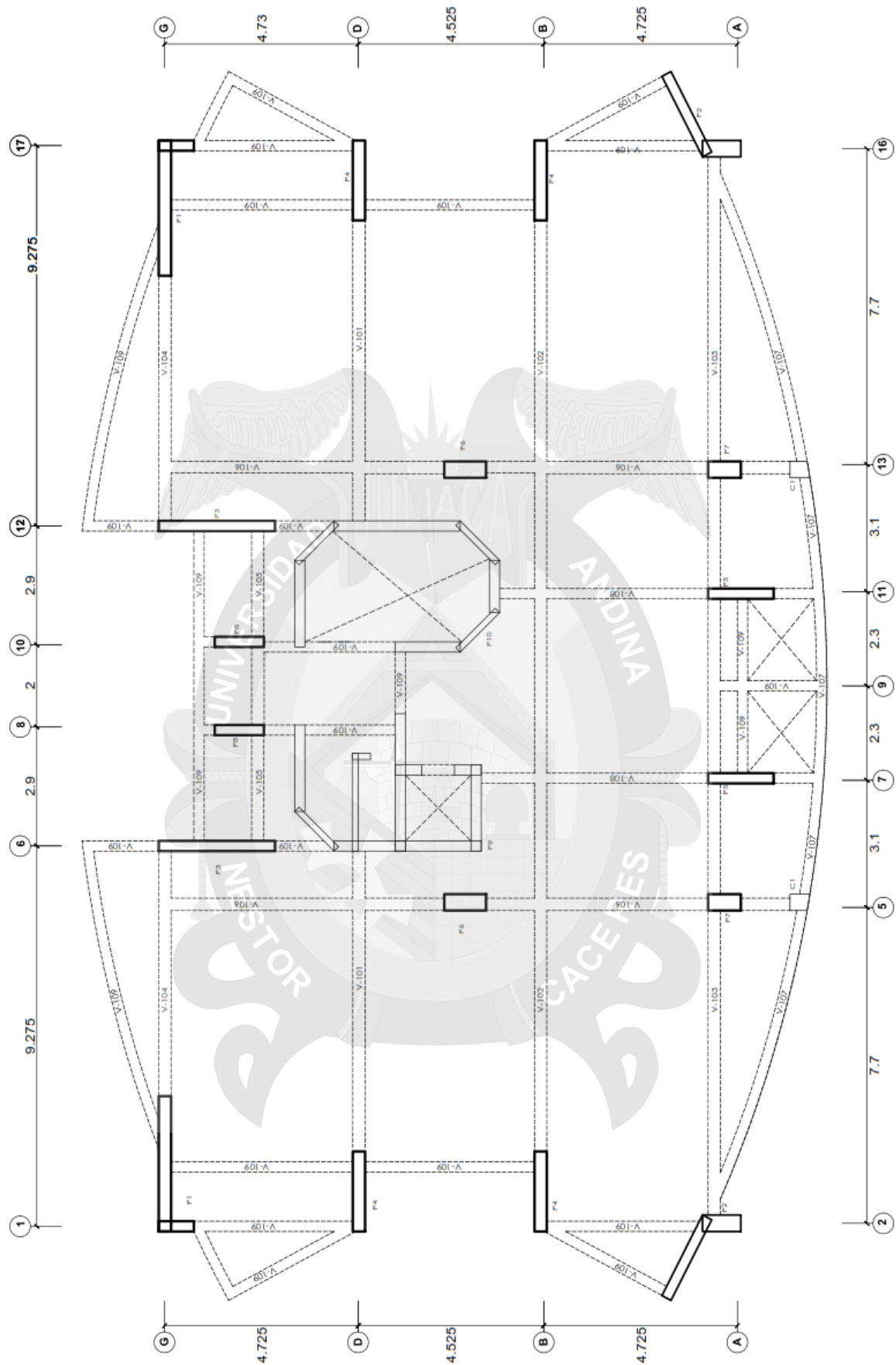


Figura 36: Planta típica de la edificación.
Fuente: Propia.

4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO POR CARGAS DE GRAVEDAD.

4.2.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo corresponde al análisis estático de una estructura bajo cargas de gravedad, las cuales se denominan cargas estáticas, el cual será el peso propio de los elementos (*carga muerta*) y peso cuando este entre en funcionamiento (*carga viva*).

En este análisis se utilizó la combinación:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7CV$$

4.2.2. CARGAS DE DISEÑO.

Las cargas que se utilizó en el proyecto tienen como base la N.T.E.-E.020 (2009), este nos proporcionó valores mínimos para las cargas que se consideran en el diseño estructural, también se muestra en la siguiente tabla los pesos unitarios de los materiales.

Tabla 25: Pesos unitarios.

Material	Pesos unitarios (kg/m ³)
Concreto Armado	2400
Unidades de albañilería solida	1800
Agua	1000

Fuente: N.T.E.-E.020-Pág.25.

Tabla 26: Cargas de servicio según el uso.

Uso	Cm(kg/m ²)
Losa $h=20cm$	300
Losa Compuesta $h=20cm$	210
Piso Terminado	100
Uso	Cv - S/C (kg/m ²)
Viviendas	200
Azotea	100

Fuente: N.T.E.-E.020-Pág.23.

4.2.3. MODELO ESTRUCTURAL.

A continuación, se explica los modelos usados para el análisis estructural de los elementos que componen el edificio. Este modelo se realizó empleando el programa ETABS V17.0.0.

4.2.3.1. ANÁLISIS DE LOSA TRADICIONAL.

Estas se encargan en transferir las cargas actuantes en ellas hacia las vigas o placas directamente.

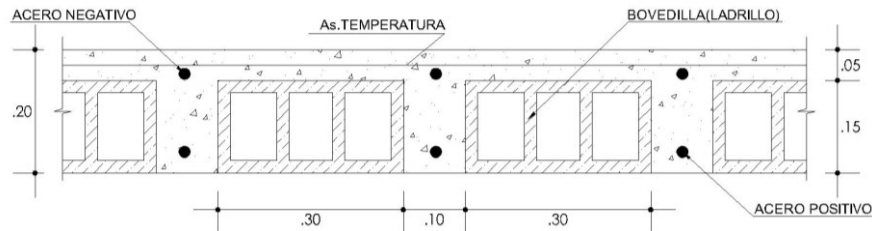


Figura 37: Detalle de losa aligerada.
Fuente: Propia.

$$C_m = (0.30 + 0.1) \times 0.4 = 0.16 \text{ tn/m.}$$

$$C_v = 0.20 \times 0.4 = 0.08 \text{ tn/m.}$$

$$W_u = 1.4 \times 0.16 + 1.7 \times 0.08 = 0.36 \text{ tn/m.}$$

A continuación se muestran los diagramas de momento flector y esfuerzo cortante de una vigueta de la planta típica de la edificación ubicada entre los ejes A-G y entre los ejes 5-6.

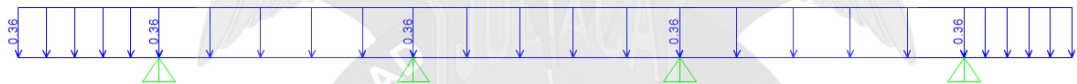


Figura 38: Modelo estructural de la vigueta.
Fuente: Propia.

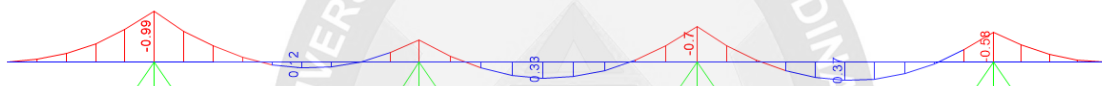


Figura 39: Diagrama de momento flector.
Fuente: Propia.

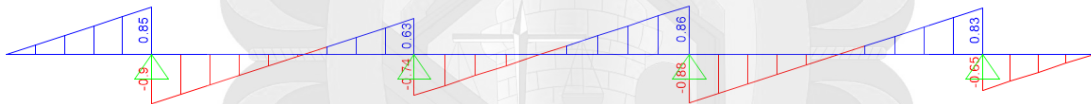


Figura 40: Diagrama de fuerza cortante.
Fuente: Propia.

4.2.3.2. ANÁLISIS DE LOSA COMPUESTA.

Estas se encargan en transferir las cargas actuantes en ellas hacia las vigas o placas directamente.

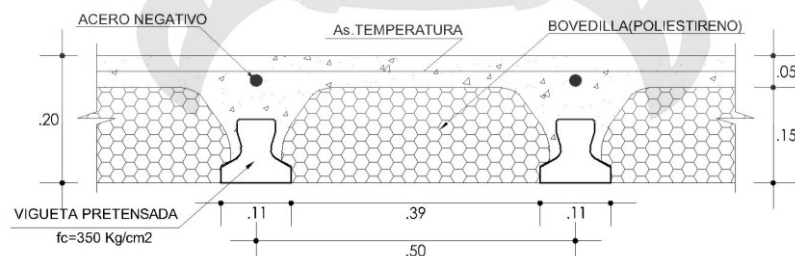


Figura 41: Detalle de losa compuesta con vigueta pretensada.
Fuente: Propia.

$$C_m = (0.21 + 0.1) \times 0.5 = 0.16 \text{ tn/m.}$$

$$C_v = 0.20 \times 0.5 = 0.1 \text{ tn/m.}$$

$$W_u = 1.4 \times 0.16 + 1.7 \times 0.10 = 0.39 \text{ tn/m.}$$

A modo de ejemplo se muestra en las siguientes figuras los diagramas de momento flector y esfuerzo cortante de una vigueta de la planta típica de la edificación ubicada entre los ejes A-G y entre los ejes 5-6.

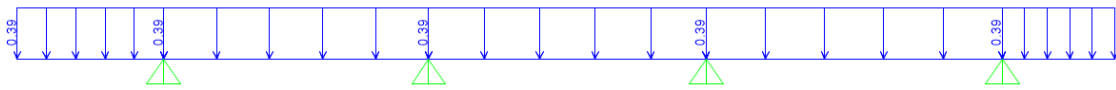


Figura 42: Modelo estructural de la vigueta.
Fuente: Propia.

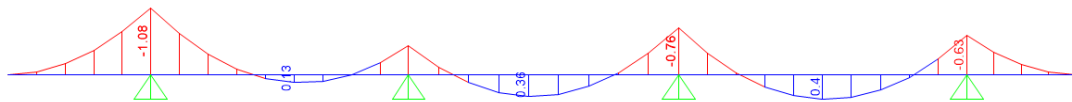


Figura 43: Diagrama de momento flector.
Fuente: Propia.

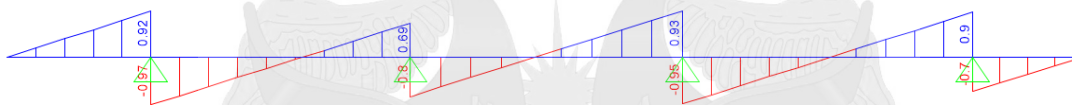


Figura 44: Diagrama de esfuerzo cortante.
Fuente: Propia.

4.2.3.3. ANÁLISIS DEL EDIFICIO.

Para el análisis del edificio, se elaboró un modelo tridimensional donde se representan los diferentes elementos estructurales que lo componen tales como vigas, columnas, muros de corte y losas. Para este modelo, las vigas y columnas se modelaron como elementos unidireccionales; las placas como elementos bidireccionales; y la losa se modeló como áreas cargadas, que transmiten las cargas hacia las vigas y placas. Para realizar el modelo se usó el programa Etabs (versión 17.0.0).

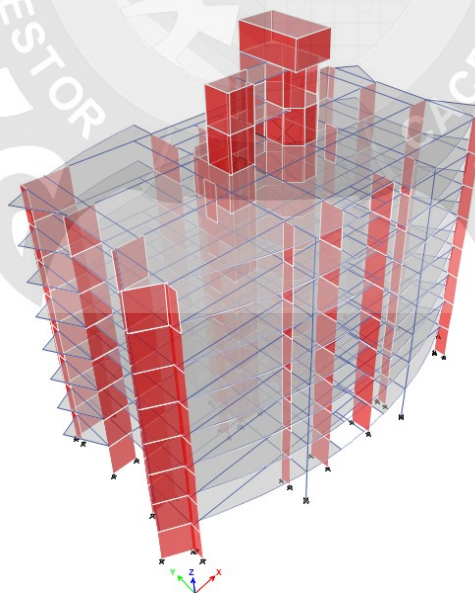


Figura 45: Modelo estructural del edificio.
Fuente: Propia.

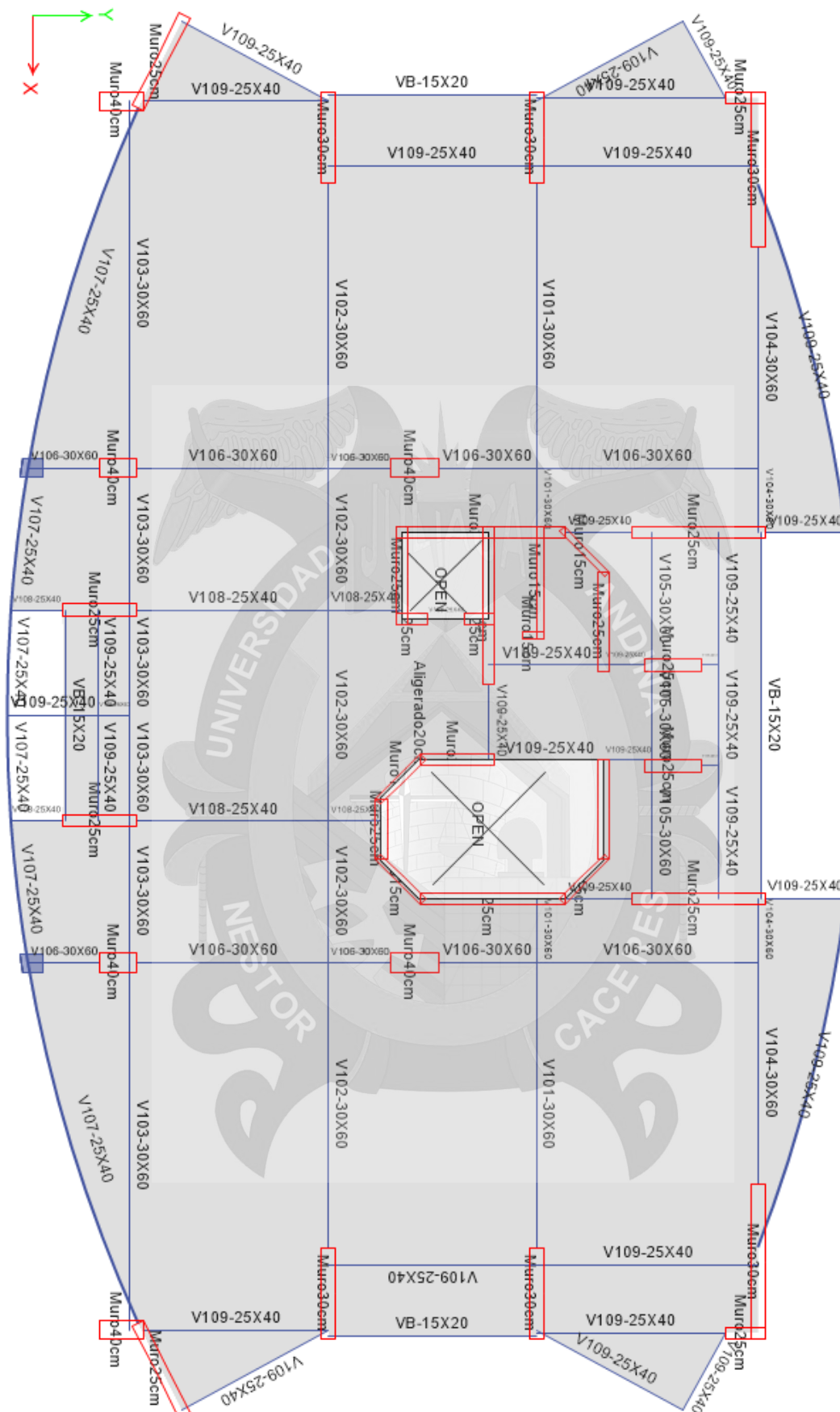


Figura 46: Modelo del encofrado de techo del octavo piso.

Fuente: Propia.

4.3. ANÁLISIS SÍSMICO.

4.3.1. INTRODUCCIÓN.

Con este análisis verificaremos los requisitos de rigidez propuestos por la N.T.E.-E.030; controlando el desplazamiento de la edificación (*deriva máxima*) y conseguir las fuerzas internas de la edificación.

La N.T.E.-E.030 (2016) nos indica: "Para realizar el análisis empleando el modelo tridimensional y considerando masas concentradas en cada diafragma del edificio compuestas básicamente por 100% de la carga muerta, 25% de la carga viva de entrepiso y 25% de la carga viva de techo" (p.15).

La fuerza cortante en la base de la estructura se determinará con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

"Se procederá a realizar un análisis espectral que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural máxima aproximada, en este caso se utilizó la combinación cuadrática completa permitida por la Norma Sismorresistente E.030" (San Bartolomé, 1998).

4.3.2. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.

San Bartolomé (1998) comenta: "Los modos de vibración del edificio dependen de la rigidez del edificio y la distribución de masa en el mismo. Cada modo de vibración se encuentra asociado a una forma y periodo de vibración" (p.177).

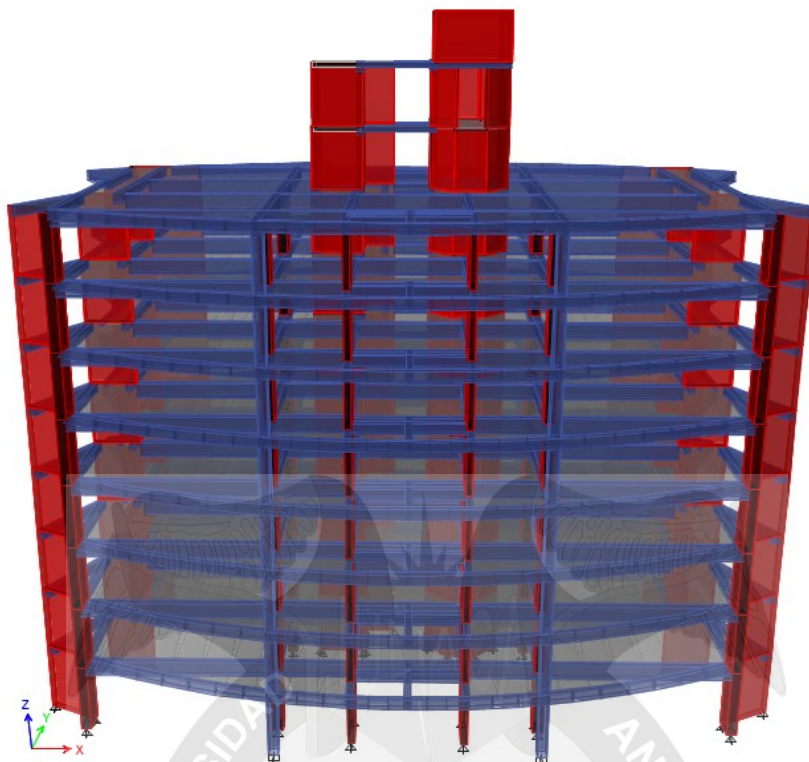


Figura 47: Modelo sísmico de la estructura en Etabs pórtilos en X-X.
Fuente: Propia.

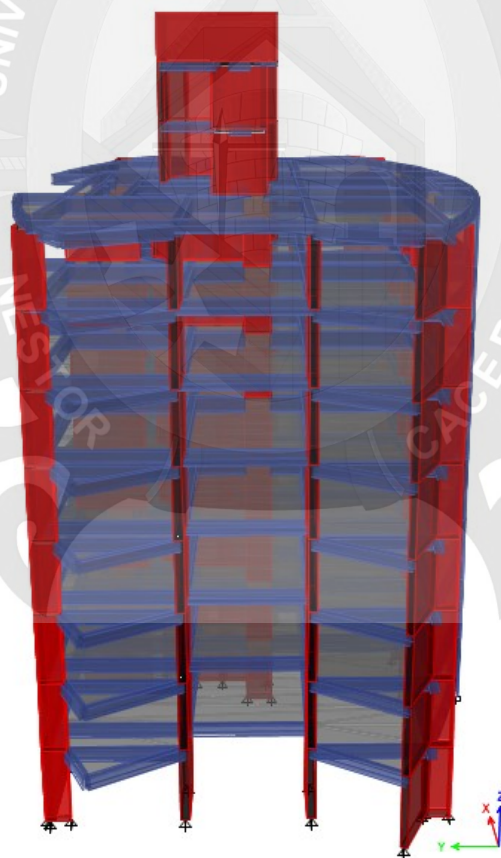


Figura 48: Modelo sísmico de la estructura en Etabs pórtilos en Y-Y.
Fuente: Propia.

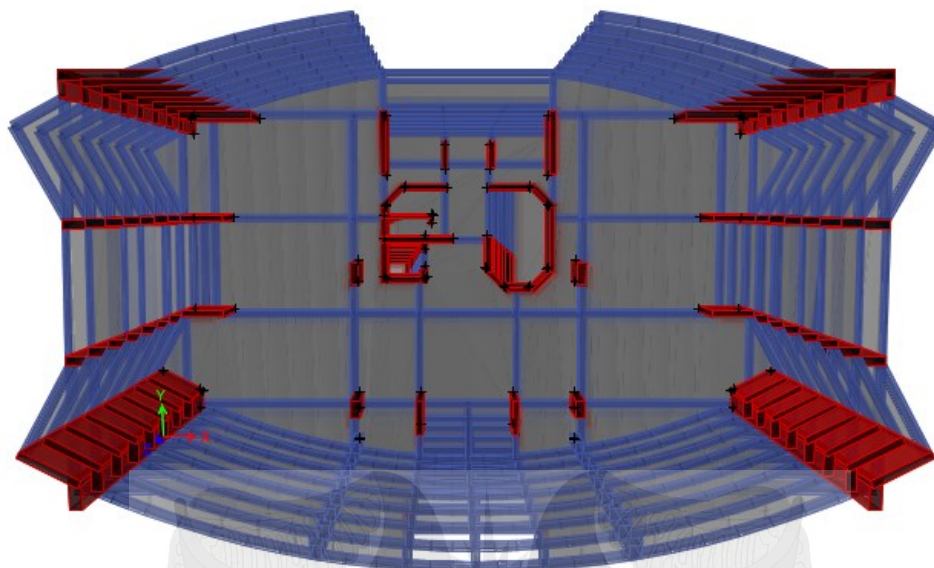


Figura 49: Modelo sísmico de la estructura en Etabs planta.
Fuente: Propia.

Se definieron 24 modos de vibración debido a que se tiene 3 grados de libertad por cada piso del edificio.

Tabla 27: Modos principales para cada dirección.

LOSA TRADICIONAL					LOSA COMPUESTA				
Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.46	27.34	0.01	47.34	1	0.44	27.99	0.00	46.62
2	0.39	6.12	62.29	4.04	2	0.38	6.69	61.08	4.50
3	0.38	39.35	10.21	23.48	3	0.37	37.95	11.26	23.70
4	0.13	6.48	0.07	7.59	4	0.12	6.94	0.10	7.10
5	0.11	1.46	13.79	0.60	5	0.11	1.57	13.50	0.71
6	0.11	6.23	2.19	6.16	6	0.11	5.58	2.42	6.54
7	0.06	4.11	0.32	0.70	7	0.06	4.34	0.40	0.42
8	0.06	0.61	3.94	0.07	8	0.06	0.66	3.95	0.10
9	0.06	0.22	0.18	4.39	9	0.06	0.09	0.17	4.64
10	0.04	0.81	2.23	0.00	10	0.04	0.77	2.37	0.00
11	0.04	2.75	0.56	0.17	11	0.04	2.85	0.55	0.16
12	0.04	0.03	0.01	2.10	12	0.04	0.00	0.02	1.74
13	0.03	0.22	0.00	0.52	13	0.03	0.27	0.00	0.92
14	0.03	0.01	1.87	0.00	14	0.03	0.01	1.88	0.00
15	0.03	1.94	0.01	0.36	15	0.03	1.94	0.01	0.36
16	0.03	0.21	0.00	1.16	16	0.02	0.21	0.00	1.15
17	0.02	0.00	1.11	0.00	17	0.02	0.01	1.10	0.00
18	0.02	0.85	0.01	0.18	18	0.02	0.63	0.02	0.15
19	0.02	0.16	0.00	0.56	19	0.02	0.22	0.00	0.51
20	0.02	0.20	0.02	0.06	20	0.02	0.37	0.01	0.14
21	0.02	0.00	0.65	0.00	21	0.02	0.00	0.65	0.00
22	0.02	0.07	0.00	0.28	22	0.02	0.06	0.00	0.28
23	0.02	0.50	0.00	0.10	23	0.02	0.51	0.00	0.09
24	0.01	0.00	0.37	0.00	24	0.01	0.00	0.36	0.00

Fuente: Propia.

4.3.3. ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL.

Se realizó un análisis por superposición espectral, representando las solicitaciones sísmicas por el espectro de diseño del código peruano. La

respuesta de los diferentes modos se combinó usando el criterio de combinación cuadrática (CQC).

4.3.3.1. ESPECTRO DE DISEÑO.

La N.T.E.-E.030 (2016) especifica: "Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de Pseudo-aceleraciones" (p.17).

$$\delta_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times g$$

Oviedo Sarmiento (2016) señalan que: "Datos previos a la modelación y parámetros:

- **Factor de zona:** $Z=0.35$, este valor depende de la ubicación geográfica del edificio, en nuestro caso se ubica en la zona sísmica 3.
- **Factor de uso:** $U = 1$ (La categoría del edificio corresponde a una edificación común).
- **Factor de amplificación sísmica:** C , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración del suelo, el cual depende del periodo fundamental del edificio. El valor C , está dado por la siguiente expresión:

$$T < T_p; C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L; C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L; C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

El mayor valor que puede tomar C es 2.5 y el mínimo es $0.125R$, y un valor de $T_p = 0.6$, $T_L = 2$.

- **Parámetro del suelo:** $S = 1.15$ (Suelo S2), debido a que se encuentra ubicado en el distrito de Juliaca y el edificio se encuentra sobre un suelo rígido.
- **Coeficiente de Reducción:** $R=6$ debido a que el edificio cuenta con un sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

I_a : irregularidades en altura.

I_p : irregularidades en la planta.

Este coeficiente de reducción, representa que ante un sismo severo la estructura ingresa al rango inelástico en donde los desplazamientos aumentan, pero la resistencia máxima de la estructura permanece constante.

Estos valores se tomarán para ambas direcciones" (p.67).

Se utilizó un espectro de Pseudo-aceleraciones definido por:

$$\delta_a = \frac{Z.U.C.S.}{R} \times g$$

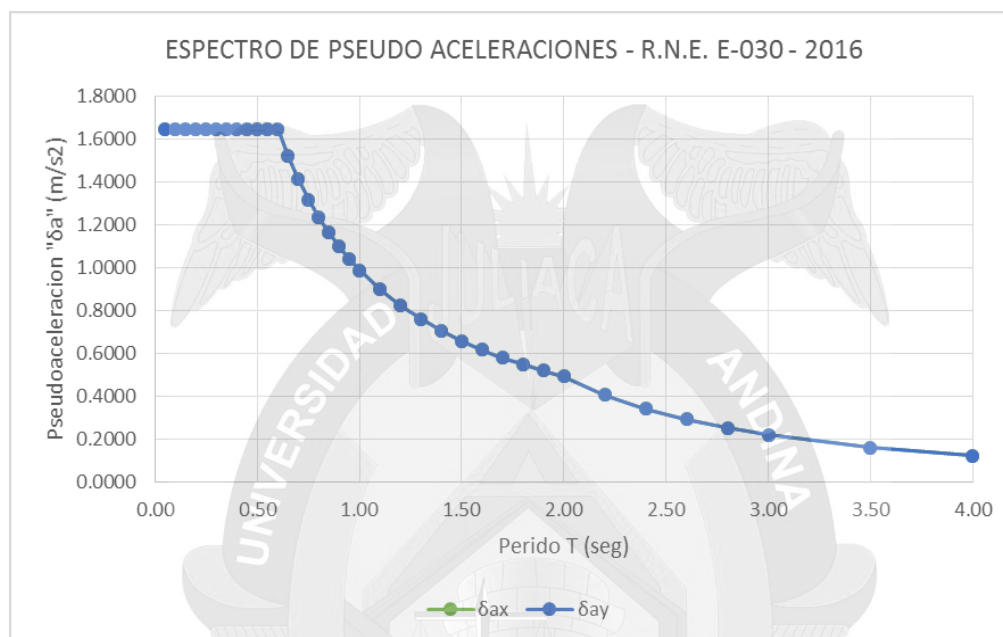


Figura 50: Pseudo-aceleración espectral.
Fuente: Propia.

4.3.3.2. DESPLAZAMIENTOS DE REPUESTA.

"Los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas obtenidas de ETABS, se multiplican por 0.75R para considerar que la estructura estará sometida a un sismo severo con incursiones en el rango inelástico" (N.T.E.-E.030, 2016, p.19).

A. LOSA TRADICIONAL.

Tabla 28: Derivas de entrepiso para sismo estático XX – L.T.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas Δ _{elastica}	Derivas Δ _{inelastica}	Derivas Δ _{limite}	
8	20.95	13.265	0.00057	0.003	0.007	Cumple
7	18.35	11.775	0.00064	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	10.099	0.00072	0.003	0.007	Cumple
5	13.15	8.233	0.00077	0.003	0.007	Cumple
4	10.55	6.232	0.00078	0.004	0.007	Cumple
3	7.95	4.205	0.00073	0.003	0.007	Cumple
2	5.35	2.316	0.00059	0.003	0.007	Cumple
1	2.75	0.796	0.00029	0.001	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 29: Derivas de entrepiso para sismo estático YY – L.T.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	15.295	0.00070	0.003	0.007	Cumple
7	18.35	13.485	0.00077	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	11.478	0.00083	0.004	0.007	Cumple
5	13.15	9.312	0.00087	0.004	0.007	Cumple
4	10.55	7.046	0.00087	0.004	0.007	Cumple
3	7.95	4.787	0.00081	0.004	0.007	Cumple
2	5.35	2.691	0.00067	0.003	0.007	Cumple
1	2.75	0.955	0.00035	0.002	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 30: Derivas de entrepiso para sismo dinámico XX – L.T.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	15.067	0.00063	0.003	0.007	Cumple
7	18.35	13.444	0.00072	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	11.588	0.00081	0.004	0.007	Cumple
5	13.15	9.493	0.00088	0.004	0.007	Cumple
4	10.55	7.222	0.00090	0.004	0.007	Cumple
3	7.95	4.901	0.00084	0.004	0.007	Cumple
2	5.35	2.72	0.00068	0.003	0.007	Cumple
1	2.75	0.943	0.00034	0.002	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 31: Derivas de entrepiso para sismo dinámico YY – L.T.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	12.758	0.00059	0.003	0.007	Cumple
7	18.35	11.229	0.00066	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	9.537	0.00070	0.003	0.007	Cumple
5	13.15	7.718	0.00073	0.003	0.007	Cumple
4	10.55	5.823	0.00072	0.003	0.007	Cumple
3	7.95	3.944	0.00067	0.003	0.007	Cumple
2	5.35	2.21	0.00055	0.002	0.007	Cumple
1	2.75	0.782	0.00028	0.001	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

B. LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS.

Tabla 32: Derivas de entrepiso para sismo estático XX – L.C.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	12.17	0.00053	0.002	0.007	Cumple
7	18.35	10.80	0.00059	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	9.25	0.00066	0.003	0.007	Cumple
5	13.15	7.54	0.00071	0.003	0.007	Cumple
4	10.55	5.70	0.00071	0.003	0.007	Cumple
3	7.95	3.85	0.00067	0.003	0.007	Cumple
2	5.35	2.12	0.00054	0.002	0.007	Cumple
1	2.75	0.73	0.00026	0.001	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 33: Derivas de entrepiso para sismo estático YY – L.C.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	14.03	0.00064	0.003	0.007	Cumple
7	18.35	12.36	0.00071	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	10.52	0.00077	0.003	0.007	Cumple
5	13.15	8.53	0.00080	0.004	0.007	Cumple
4	10.55	6.45	0.00080	0.004	0.007	Cumple
3	7.95	4.38	0.00074	0.003	0.007	Cumple
2	5.35	2.46	0.00061	0.003	0.007	Cumple
1	2.75	0.87	0.00032	0.001	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 34: Derivas de entrepiso para sismo dinámico XX – L.C.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	13.89	0.00059	0.003	0.007	Cumple
7	18.35	12.39	0.00067	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	10.67	0.00075	0.003	0.007	Cumple
5	13.15	8.74	0.00081	0.004	0.007	Cumple
4	10.55	6.65	0.00083	0.004	0.007	Cumple
3	7.95	4.51	0.00077	0.003	0.007	Cumple
2	5.35	2.50	0.00063	0.003	0.007	Cumple
1	2.75	0.87	0.00032	0.001	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 35: Derivas de entrepiso para sismo dinámico YY – L.C.

Piso	Altura (m)	Desplz. (mm)	Derivas $\Delta_{elastica}$	Derivas $\Delta_{inelastica}$	Derivas Δ_{limite}	
8	20.95	11.65	0.00054	0.002	0.007	Cumple
7	18.35	10.25	0.00060	0.003	0.007	Cumple
6	15.75	8.70	0.00064	0.003	0.007	Cumple
5	13.15	7.04	0.00067	0.003	0.007	Cumple
4	10.55	5.31	0.00066	0.003	0.007	Cumple
3	7.95	3.59	0.00061	0.003	0.007	Cumple
2	5.35	2.01	0.00050	0.002	0.007	Cumple
1	2.75	0.71	0.00026	0.001	0.007	Cumple

Fuente: Propia.

Para la dirección XX se obtuvo una deriva máxima de 3‰ y 4‰ para la dirección YY. La N.T.E.-E.030 especifica una deriva máxima de 7‰.

Así mismo, se obtuvo el centro de masa y rigidez para cada nivel; el cual nos indica que se produce un brazo de palanca y torsión en planta.

C. LOSA TRADICIONAL.

Tabla 36: Centro de masa y centro de rigidez de cada nivel – L.T.

Piso	Diafragma	X CM	Y CM	X CR	Y CR
8	D1	15.11	8.67	14.90	9.92
7	D1	14.98	8.58	14.90	9.97
6	D1	14.93	8.53	14.89	10.02
5	D1	14.91	8.50	14.87	10.06
4	D1	14.90	8.48	14.86	10.10
3	D1	14.89	8.47	14.85	10.12
2	D1	14.88	8.46	14.85	10.07
1	D1	14.88	8.46	14.87	9.81

Fuente: Propia.

D. LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS.

Tabla 37: Centro de masa y centro de rigidez de cada nivel – L.C.

Piso	Diafragma	X CM	Y CM	X CR	Y CR
8	D1	14.86	8.43	14.90	9.92
7	D1	14.84	8.51	14.90	9.96
6	D1	14.84	8.43	14.89	10.02
5	D1	14.84	8.43	14.87	10.06
4	D1	14.84	8.43	14.86	10.10
3	D1	14.84	8.43	14.85	10.12
2	D1	14.84	8.44	14.85	10.07
1	D1	14.84	8.44	14.87	9.81

Fuente: Propia.

4.3.3.3. CORTANTE DE DISEÑO.

La fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% del cortante calculada en el cortante estático si se trata de una estructura regular.

Según la N.T.E.-E.030 del R.N.E, los resultados del análisis dinámico se deben escalar en función de la fuerza cortante basal correspondiente al análisis estático. En las siguientes tablas se muestra los valores de la cortante basal estática para cada dirección.

A. LOSA TRADICIONAL.

Tabla 38: Cálculo de la cortante estática – L.T.

Dirección X		Dirección Y	
Z	0.35	Z	0.35
U	1	U	1
C	2.5	C	2.5
S	1.15	S	1.15
P	3604.87	P	3604.87
R	6	R	6
Vxx est.	605	Vyy est.	605

Fuente: Propia.

En la siguiente tabla podemos apreciar el factor de escala.

Tabla 39: Factor de escala – L.T.

CÁLCULO DEL FACTOR DE ESCALA			
Vx est.	604.57	Vy est.	604.57
Vx din.	360.57	Vy din.	446.13
Vx est./Vx din.	1.68	Vy est./Vy din.	1.35
Cociente min.	80%	Cociente min.	80%
Factor (fx)	1.34	Factor (fy)	1.08

Fuente: Propia.

B. LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS.

Tabla 40: Cálculo de la cortante estática – L.C.

Dirección X		Dirección Y	
Z	0.35	Z	0.35
U	1	U	1
C	2.5	C	2.5
S	1.15	S	1.15
P	3290.12	P	3290.12
R	6	R	6
Vxx est.	552	Vyy est.	552

Fuente: Propia.

En la siguiente tabla podemos apreciar el factor de escala.

Tabla 41: Factor de escala – L.C.

CÁLCULO DEL FACTOR DE ESCALA			
Vx est.	551.78	Vy est.	551.78
Vx din.	328.68	Vy din.	405.92
Vx est./Vx din.	1.68	Vy est./Vy din.	1.36
Cociente min.	80%	Cociente min.	80%
Factor (fx)	1.34	Factor (fy)	1.09

Fuente: Propia.

4.3.4. FUERZAS INTERNAS.

En las siguientes figuras se puede apreciar los diagramas de fuerzas internas de la elevación B (ver figura 51, 52, 55 y 56) y 5 (ver figura 53, 54, 57 y 58).

A. LOSA TRADICIONAL.

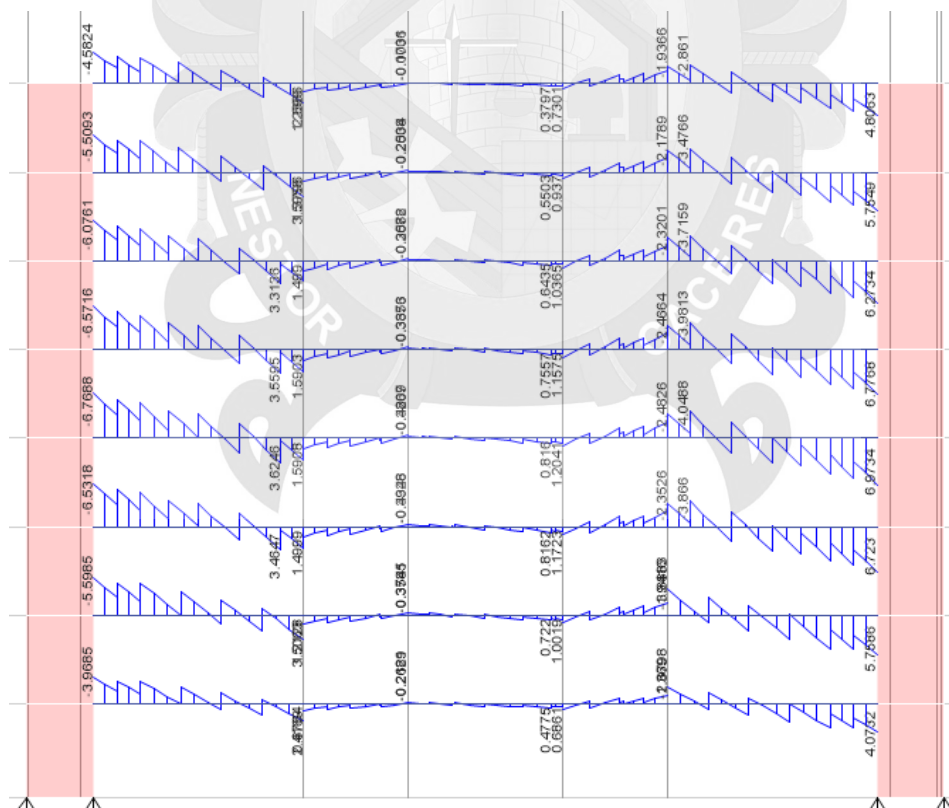


Figura 51: Diagrama de momento flector del pórtico eje B para sismo XX – L.T.

Fuente: Propia.

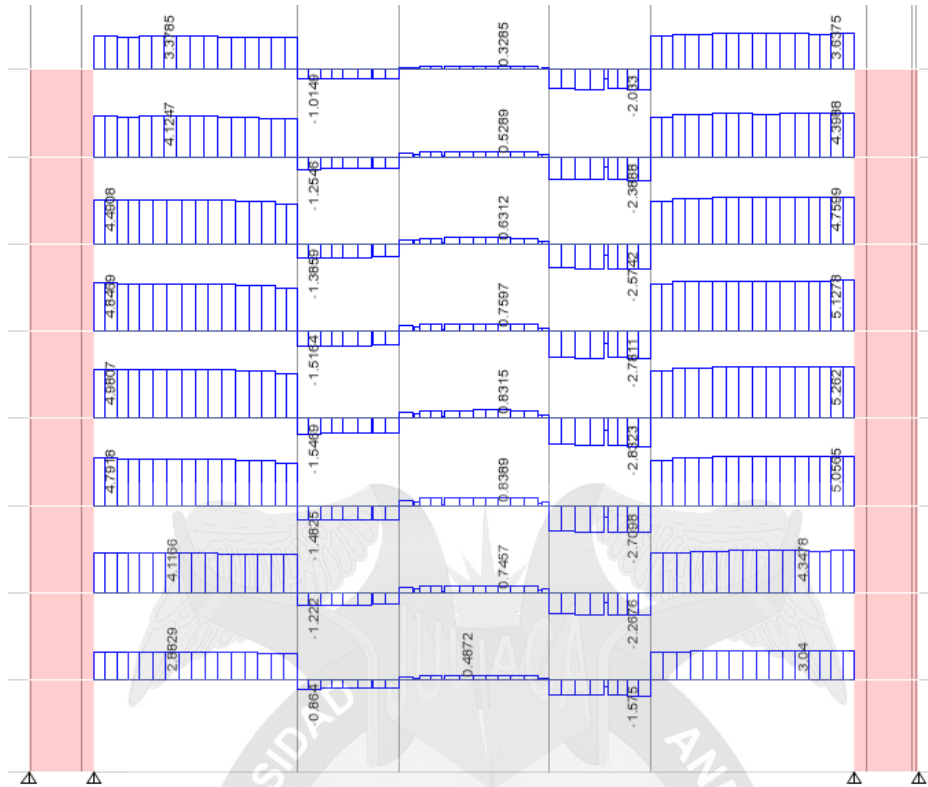


Figura 52: Diagrama de fuerza cortante del pórtico eje B para sismo XX - L.T.
Fuente: Propia.

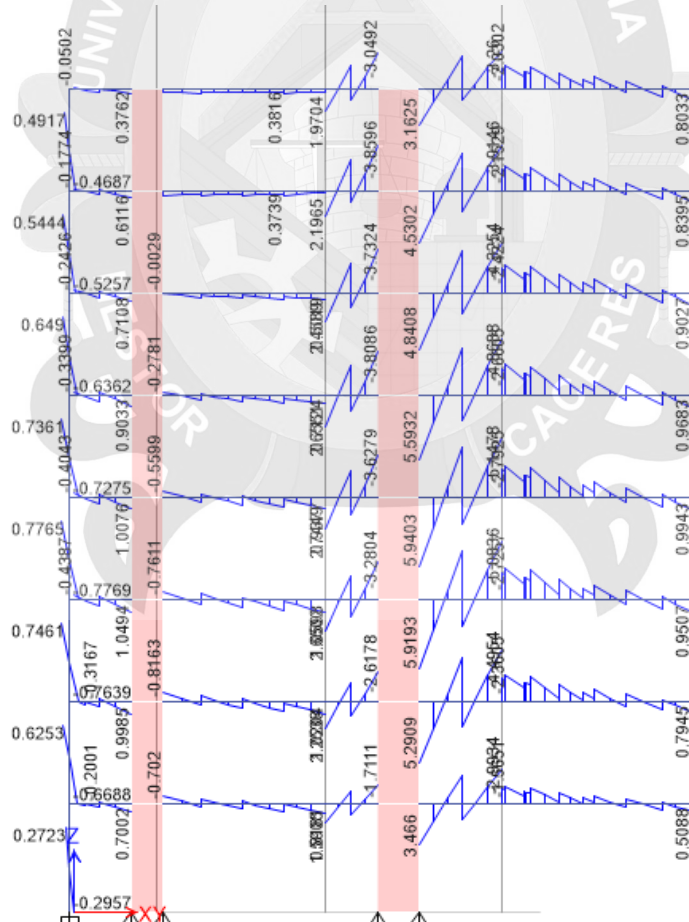


Figura 53: Diagrama de momento flector del pórtico eje 5 para sismo YY - L.T.
Fuente: Propia.

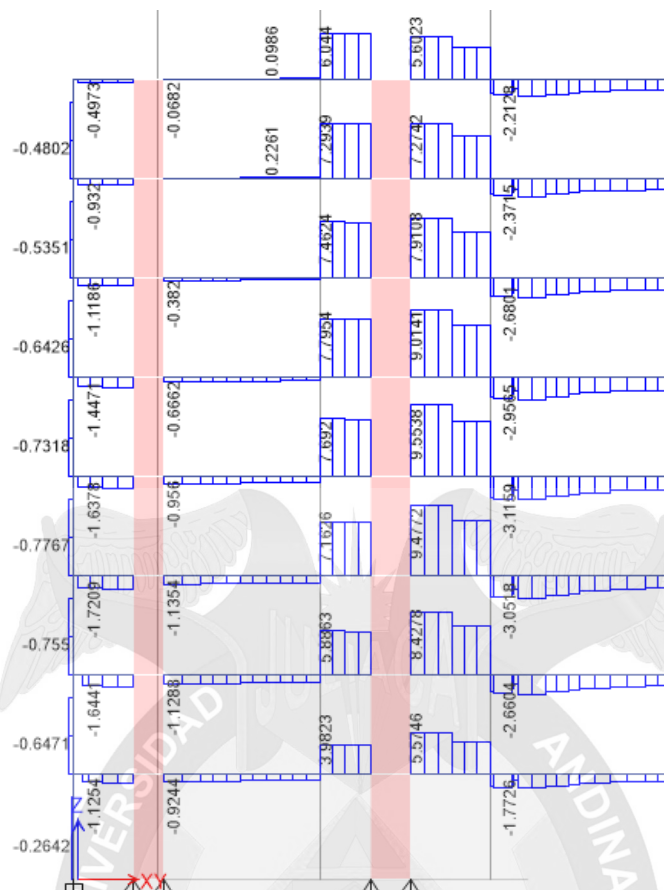


Figura 54: Diagrama de fuerza cortante del pórtico eje 5 para sismo YY – L.T.
Fuente: Propia.

B. LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS.

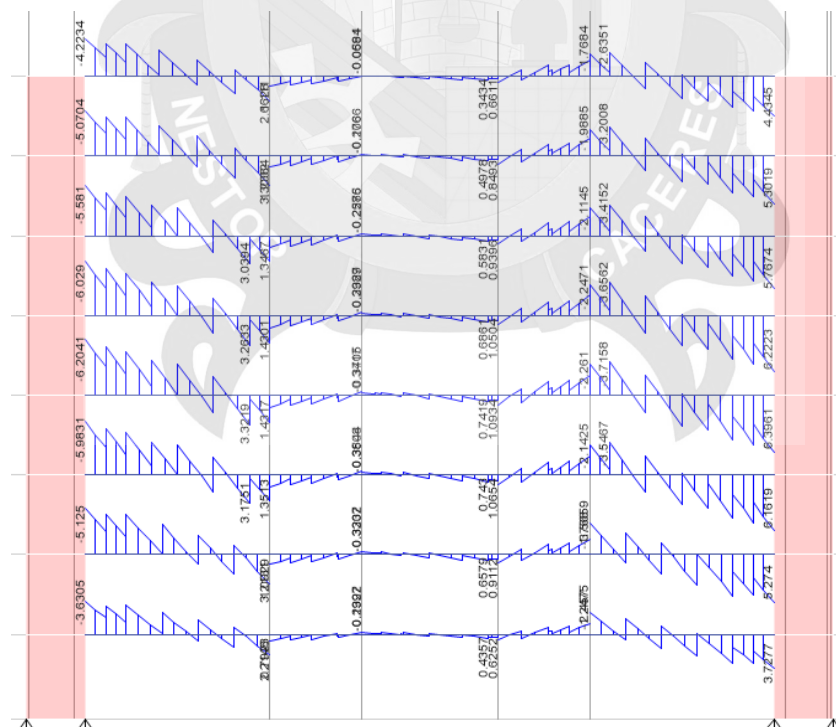


Figura 55: Diagrama de momento flector del pórtico eje B para sismo XX – L.C.
Fuente: Propia.

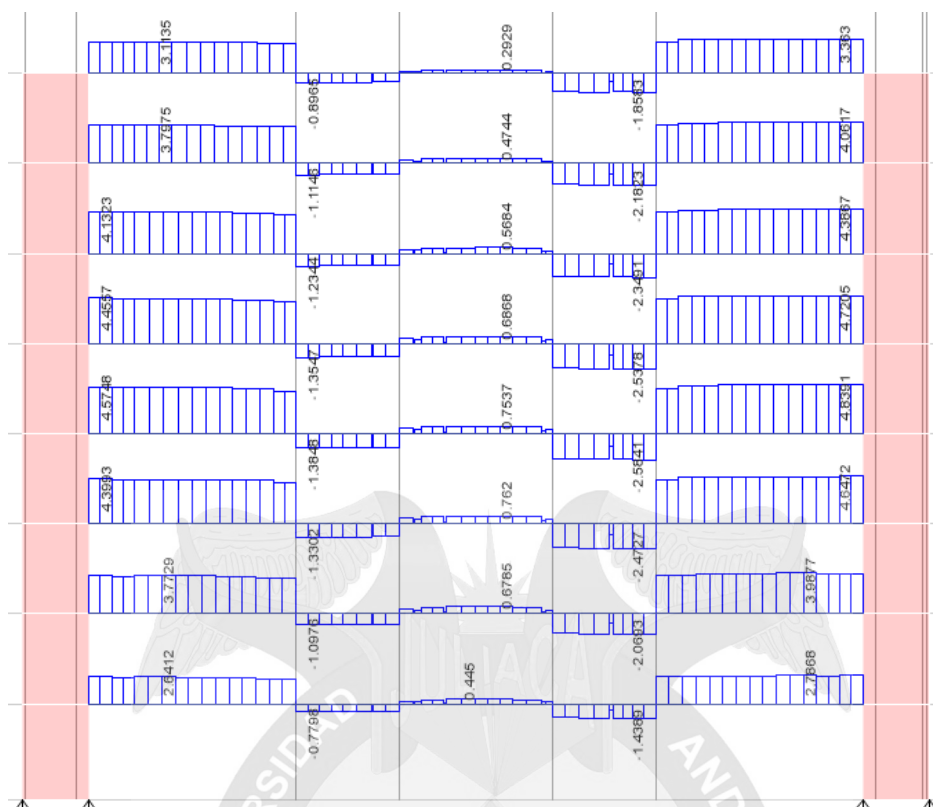


Figura 56: Diagrama de fuerza cortante del pórtico eje B para sismo XX - L.C.
Fuente: Propia.

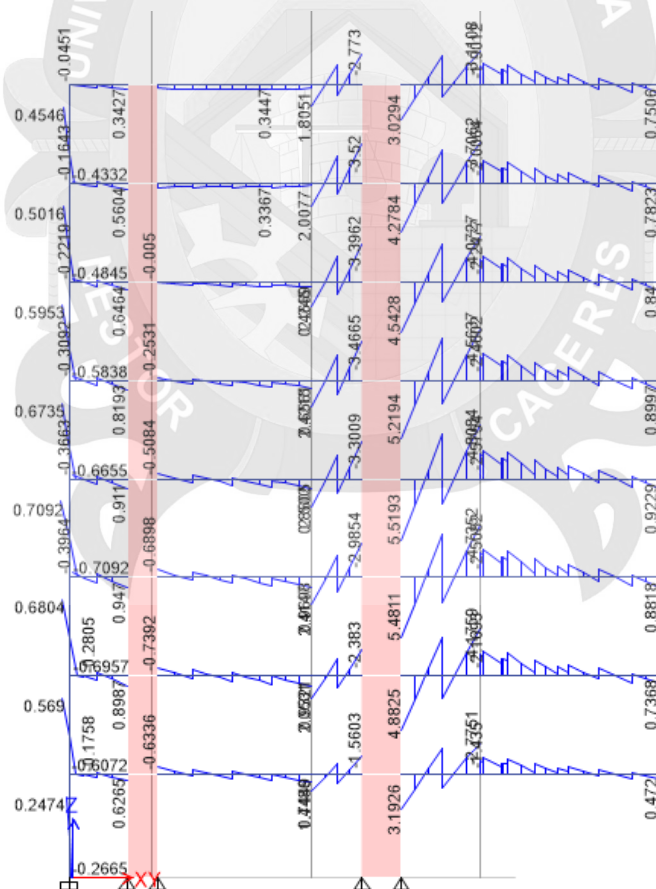


Figura 57: Diagrama de momento flector del pórtico eje 5 para sismo YY - L.C.
Fuente: Propia.

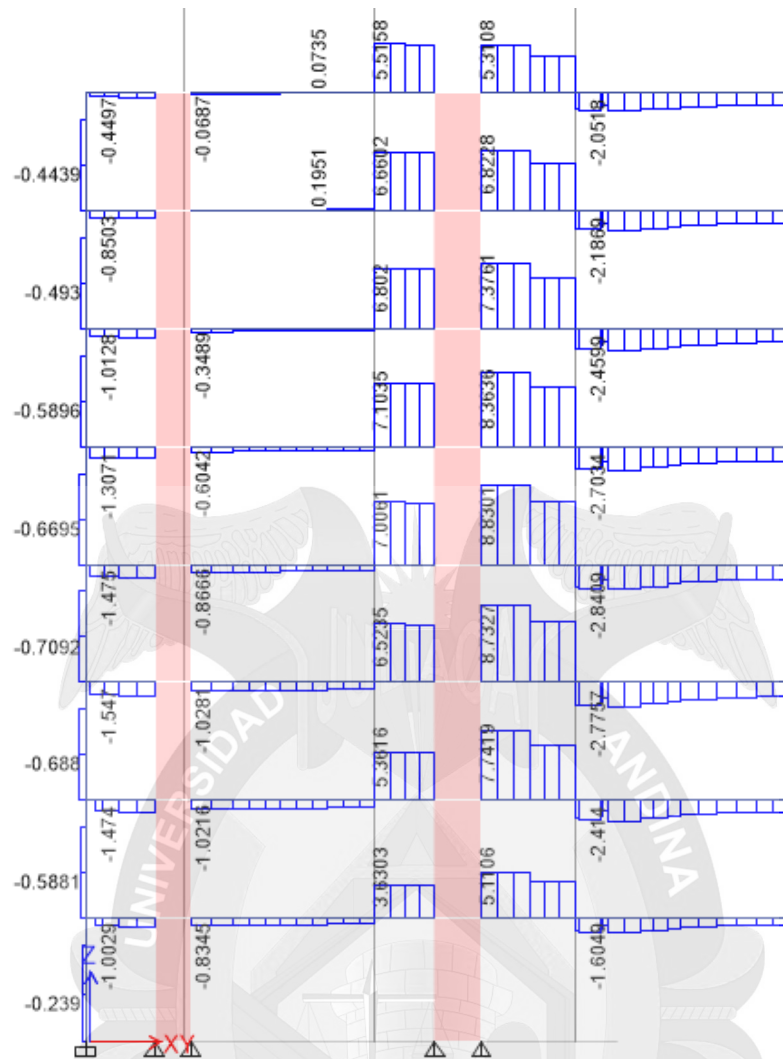


Figura 58: Diagrama de fuerza cortante del portico eje 5 para sismo YY – L.C.
Fuente: Propia.

C. ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE LOSA ALIGERADA ÓPTIMA.

Observamos que las masas de los dos modelos son semejantes por consiguiente en los analisis realizados se mantuvo los mismos elementos estructurales para que satisfaga los desplazamientos laterales permisibles de acuerdo a la norma, por lo tanto, para escoger el modelo mas optimo y economico se debera realizar una evaluacion de costos que lo realizaremos en el capitulo 5 "Análisis comparativo de los diafragmas propuestos en la edificación".

4.3.5. JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.

La N.T.E.-E.030 (2016) nos indica: "Toda estructura debe estar separada a una distancia determinada de la estructura vecina para evitar que haya contacto durante un movimiento sísmico" (p.20).

Esta distancia mínima no será menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

- $S = 0.006 \times h$ ($h=2095\text{cm}$; altura desde nivel de terreno natural hasta nivel considerado para evaluar).
- $S \geq 3\text{cm}$.

Para la dirección XX el desplazamiento máximo es de 13.27cm y 15.30cm para la dirección YY.

Teniendo la expresión $s = 0.006 \times 2095$, se obtiene $12.57\text{cm} \geq 3\text{cm}$.

Para concluir se obtiene la separación del límite de propiedad:

- $s/2 = 6.29\text{cm}$.
- $2/3 \times \Delta 1 = 10.35\text{cm}$, donde $\Delta 1 = 15.30\text{cm}$.

De los datos calculados anteriormente; la separación será $SL1 = 10.5\text{cm}$.

4.4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

4.4.1. DISEÑO DE LOSAS.

El diseño de las viguetas se realiza considerándolas como vigas simplemente reforzadas y el diseño por cortante se limita para que solo el concreto absorba los esfuerzos cortantes y con ello se evite la colocación de refuerzo de acero estribos. El esfuerzo por corte será resistido por el concreto; es por eso que no se colocan estribos.

La edificación presenta en todos los niveles losas aligeradas armadas en una sola dirección el peralte ha sido pre-dimensionado en 20cm , para todos los casos. El sentido de armado ha sido determinado buscando la menor dimensión para los diferentes tramos y la continuidad de las viguetas.

4.4.1.1. DISEÑO DE LOSAS BIDIRECCIONALES.

A. MÉTODO DE COEFICIENTES.

Se diseñará la losa aligerada bidireccional considerando lo siguiente:

$$\begin{array}{lll} f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 & \text{Vigas} = 35 \times 50 \text{ cm} & \text{Columnas} = 50 \times 50 \text{ cm} \\ h_{losa} = 25 \text{ cm} & CM = 500 \text{ kg/m}^2 & CV = 300 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

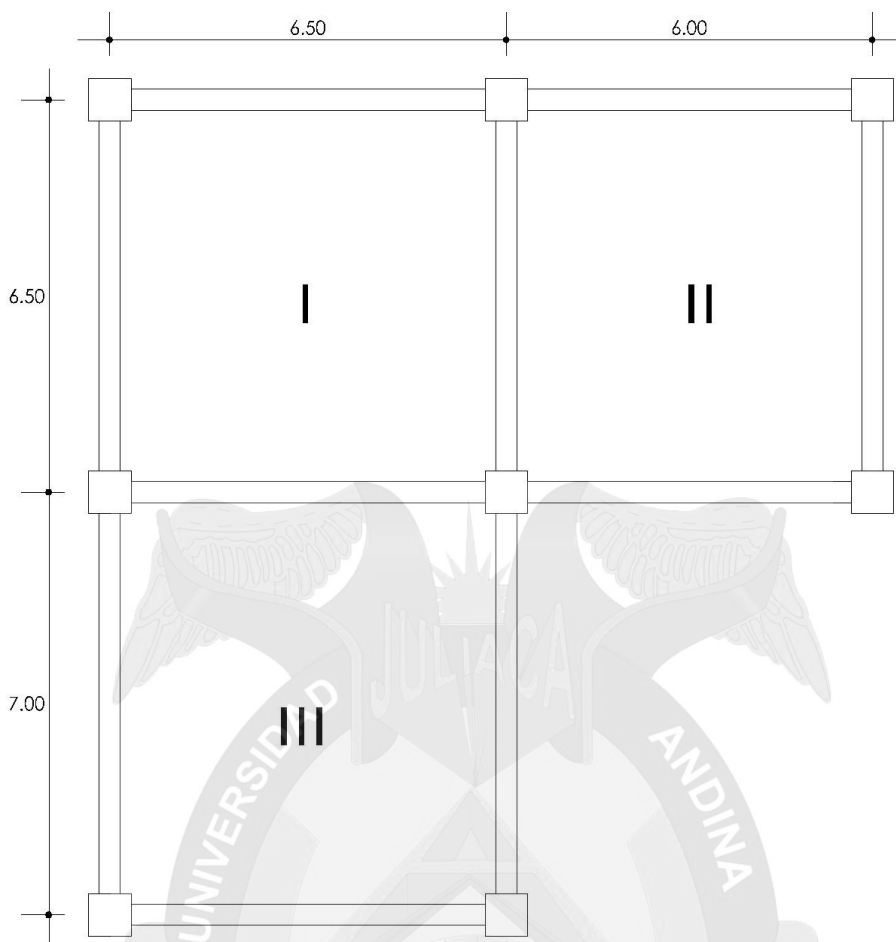


Figura 59: Paño de losa bidireccional a diseñar M.C.
Fuente: Propia.

RESOLUCIÓN.

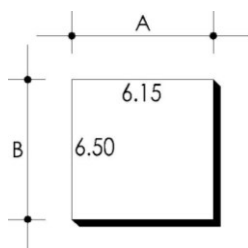
$$Wu = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

$$Wu_{CM} = 1.4 \cdot (500) = 700 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu_{CV} = 1.7 \cdot (300) = 510 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu = 1210 \text{ kg/m}^2$$

Paño 1.



Momentos negativos en bordes continuos.

Caso 4

$$\frac{A}{B} = \frac{6.15}{6.15} = 1.0$$

$$M_A = 0.05(1210)(6.15)^2 \rightarrow M_A = 2289 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0.05(1210)(6.15)^2 \rightarrow M_B = 2289 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momentos positivos.

$$M_A = [0.027(700) + 0.032(510)](6.15)^2 \rightarrow M_A = 1333 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

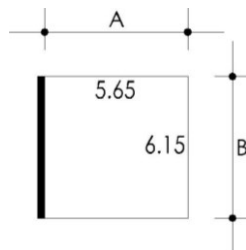
$$M_B = [0.027(700) + 0.032(510)](6.15)^2 \rightarrow M_B = 1333 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momentos negativos en bordes discontinuos.

$$M_{Ad} = 1/3 \cdot M_{Ad} = 1333/3 \rightarrow M_{Ad} = 445 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{Bd} = 1/3 \cdot M_{Bd} = 1333/3 \rightarrow M_{Bd} = 445 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paño 2.



Momentos negativos en bordes continuos.

Caso 6

$$M_A = 0.0775(1210)(5.65)^2 \rightarrow M_A = 2994 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{5.65}{6.15} = 0.92 \quad M_B = \text{No se da momento negativo.}$$

Momentos positivos.

$$M_A = [0.038(700) + 0.0405(510)](5.65)^2 \rightarrow M_A = 1509 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

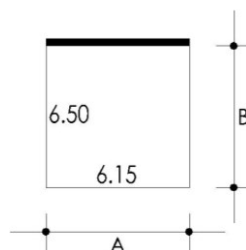
$$M_B = [0.022(700) + 0.0265(510)](6.15)^2 \rightarrow M_B = 1094 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momentos negativos en bordes discontinuos.

$$M_{Ad} = 1/3 \cdot M_{Ad} = 1509/3 \rightarrow M_{Ad} = 503 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{Bd} = 1/3 \cdot M_{Bd} = 1094/3 \rightarrow M_{Bd} = 365 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Paño 3.



Momentos negativos en bordes continuos.

Caso 7

$$M_A = 0.0645(1210)(6.65)^2 \rightarrow M_A = 3452 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{6.15}{6.65} = 1.0 \quad M_B = \text{No se da momento negativo.}$$

Momentos positivos.

$$M_A = [0.033(700) + 0.038(510)](6.15)^2 \rightarrow M_A = 1607 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = [0.0295(700) + 0.0305(510)](6.65)^2 \rightarrow M_B = 1601 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momentos negativos en bordes discontinuos.

$$M_{Ad} = 1/3 \cdot M_{Ad} = 1607/3 \rightarrow M_{Ad} = 536 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{Bd} = 1/3 \cdot M_{Bd} = 1601/3 \rightarrow M_{Bd} = 534 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Redistribución de momentos en bordes comunes, cuando se cumple:

$$Si \rightarrow M_{min} < 0.80 \cdot M_{max}$$

$$M_{dis} = M_{min} + \frac{L_{may}}{L_{min} + L_{may}} \cdot (M_{max} - M_{min})$$

Borde Comun en Panos I y II

$$2289 < 0.80 \cdot (2994) \rightarrow 2289 < 2395 \rightarrow \text{Se redistribuye momentos}$$

$$M_{dis} = 2289 + \frac{6}{6 + 6.5} \cdot (2994 - 2289) \rightarrow M_{dis} = 2628 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Borde Común en Panos I y III

$$2289 < 0.80 \cdot (3452) \rightarrow 2289 < 2762 \rightarrow \text{Se redistribuye momentos}$$

$$M_{dis} = 2289 + \frac{6}{6 + 6.5} \cdot (3452 - 2289) \rightarrow M_{dis} = 2847 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Entonces se tiene:

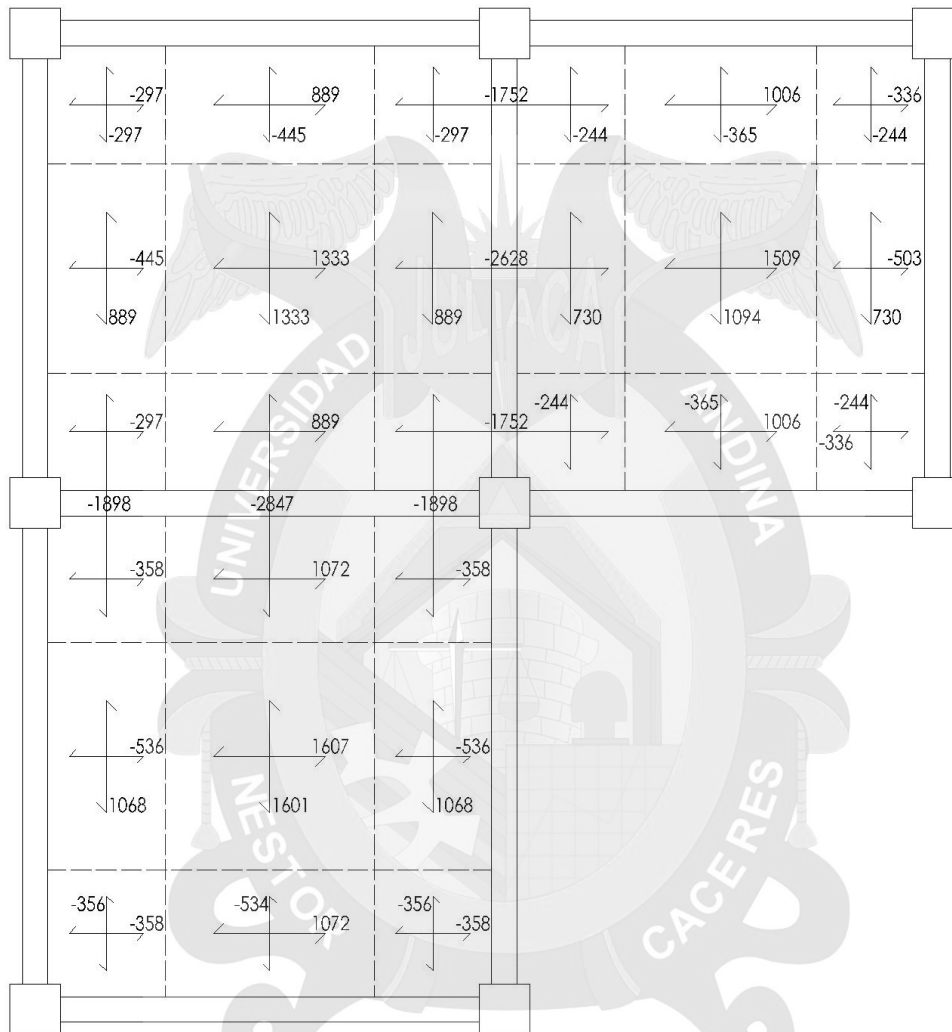


Figura 60: Momentos obtenidos por el método de coeficientes.
Fuente: Propia.

Considerando acero mínimo en una viga:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 10 \cdot 25$$

$$A_{s_{min}} = 0.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Use } 1\emptyset 3/8"$$

Veremos cuanto resiste una viga para cada refuerzo colocado, consideramos para cada caso:

- Para momento negativo.

$$b = 10 \text{ cm} \rightarrow d = 22 \text{ cm} \rightarrow f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

- Para momento positivo.

$$b = 40 \text{ cm} \rightarrow d = 22 \text{ cm} \rightarrow f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 42: Tabla de resistencias.

Ø	As	Mu neg.	Mu pos.	Mu neg./metro	Mu pos./metro
3/8"	0.71	560 kg·m	585 kg·m	1400 kg·m	1463 kg·m
1/2"	1.27	970 kg·m	1035 kg·m	2425 kg·m	2588 kg·m
1/2" + 3/8"	1.98	1440 kg·m	1590 kg·m	3600 kg·m	3975 kg·m

Fuente: Propia.

Los momentos de cada vigueta se multiplican por 2.5 para obtener momentos/metro.

De esta forma es más fácil distribuir el acero comparando los valores obtenidos con los correspondientes de la tabla asignándoles el refuerzo debido.

B. MÉTODO DIRECTO.

Diseñaremos el refuerzo en la dirección indicada, solo para franja central, considerando:

$$\text{Viga} \rightarrow f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Losa} \rightarrow f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Vigas} = 30 \times 60 \text{ cm} \quad \text{Columnas} = 50 \times 50 \text{ cm}$$

$$e = 17 \text{ cm} \rightarrow CM = 510 \text{ kg/m}^2 \rightarrow CV = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$h = 20 \text{ cm} \rightarrow CM = 435 \text{ kg/m}^2 \rightarrow CV = 400 \text{ kg/m}^2$$

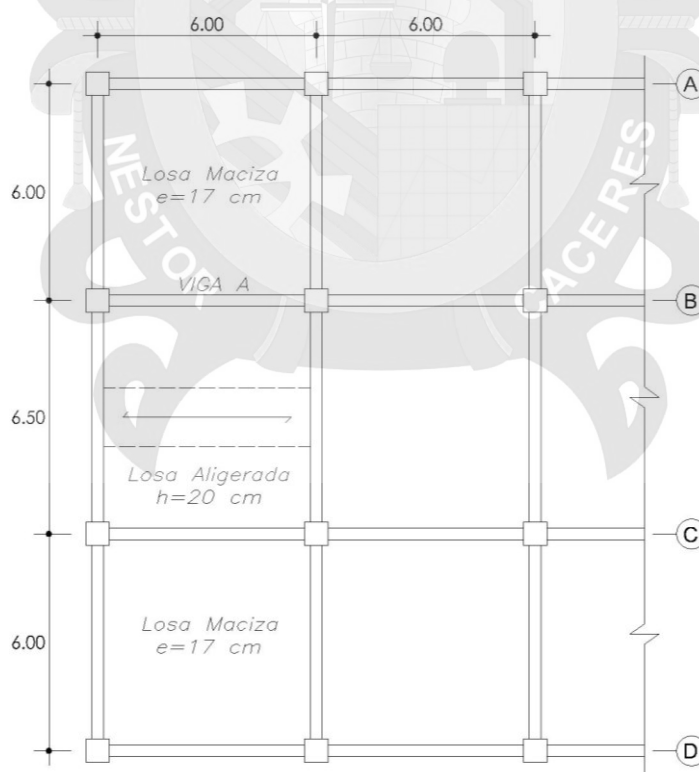


Figura 61: Paño de losa bidireccional a diseñar M.D.

Fuente: Propia.

RESOLUCIÓN.

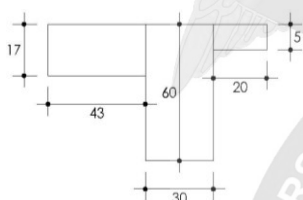
Debemos de considerar; si, "h" es el espesor de la losa aligerada y "e" el espesor de la losa maciza, podemos citar un rango de equivalencia entre "h" y "e", teniendo en cuenta las deflexiones y sus inercias.

Tabla 43: Rango de equivalencia de losas.

Aligerado	Inercia de vigueta	Espesor de losa equivalente
h = 17 cm	7275 cm ⁴	e ≤ 13 cm
h = 20 cm	11800 cm ⁴	13 cm ≤ e ≤ 15.50 cm
h = 25 cm	22708 cm ⁴	15.50 cm ≤ e ≤ 19 cm
h = 30 cm	38438 cm ⁴	19 cm ≤ e ≤ 22.50 cm

Fuente: Propia.

Para la viga A consideramos: "La proyección efectiva del ala más allá de la cara de las almas de las vigas es la menor de 4hf o h-hf". Entonces para el cálculo de α de la viga A tenemos que considerar:



$$I_{vig} = 841730 \text{ cm}^4$$

$$I_{losa} = \frac{300 \cdot (17)^3}{12} + \frac{325}{40} \cdot (118) = 218700 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{E_{vig} \cdot I_{vig}}{E_{vig} \cdot I_{losa}} = \frac{15000 \cdot \sqrt{210} \cdot 841730}{15000 \cdot \sqrt{175} \cdot 218700} = 4.216$$

Amplificación de cargas.

Losa Maciza e = 17 cm

Losa Aligerada h = 20 cm

$$Wu = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

$$Wu = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

$$Wu_{CM} = 1.4 \cdot (510) = 714 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu_{CM} = 1.4 \cdot (435) = 714 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu_{CV} = 1.7 \cdot (400) = 680 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu_{CV} = 1.7 \cdot (400) = 680 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu = 1394 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu = 1289 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del momento estático.

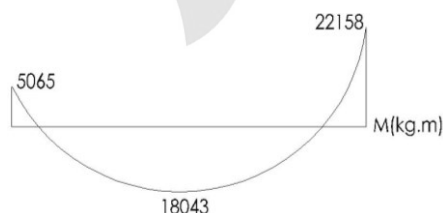
$$M_o = \frac{Wu \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} = \frac{(1394 \times 3 + 1289 \times 3.25)(5.5)^2}{8} \quad M_o = 31654 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Distribución de momentos en la viga, considerando viga exterior.

$$M_{int}^- = 0.70 \times (31654) = 22158 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M^+ = 0.57 \times (31654) = 18043 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ext}^- = 0.16 \times (31654) = 5065 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



Veamos momentos a la franja de columna.

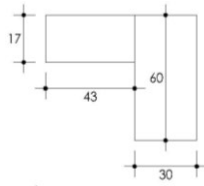
$$l_2 = 6.25$$

$$l_2 = 6.00$$

$$\alpha = 4.216$$

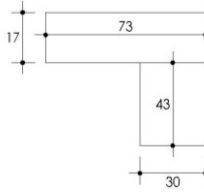
$$\beta_t = ?$$

Calculamos la constante torsional para la losa maciza.



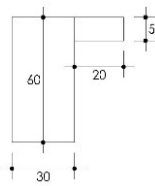
$$c = \left(1 - 0.63 \cdot \frac{17}{43}\right) \frac{17^3(43)}{3} + \left(1 - 0.63 \cdot \frac{30}{60}\right) \frac{30^3(60)}{3}$$

$$c = 422780 \text{ cm}^4$$



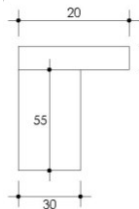
$$c = \left(1 - 0.63 \cdot \frac{17}{73}\right) \frac{17^3(73)}{3} + \left(1 - 0.63 \cdot \frac{30}{43}\right) \frac{30^3(43)}{3}$$

$$c = 318910 \text{ cm}^4$$



$$c = \left(1 - 0.63 \cdot \frac{5}{20}\right) \frac{5^3(20)}{3} + \left(1 - 0.63 \cdot \frac{30}{60}\right) \frac{30^3(60)}{3}$$

$$c = 370602 \text{ cm}^4$$



$$c = \left(1 - 0.63 \cdot \frac{5}{50}\right) \frac{5^3(50)}{3} + \left(1 - 0.63 \cdot \frac{30}{55}\right) \frac{30^3(55)}{3}$$

$$c = 326852 \text{ cm}^4$$

$$c = \frac{c_{maci} \times 3 + c_{alige} \times 3.25}{6.25} = \frac{422780 \times 3 + 370602 \times 3.25}{6.25} = 395648 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = \frac{E_{cb} \cdot C}{2 \cdot E_{cs} \cdot I_s} = \frac{15000 \sqrt{210} \cdot 395648}{2 \cdot 15000 \sqrt{175} \cdot 218700} \quad \beta_t = 0.99$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{6.25}{6.00} = 1.014 \quad \alpha \frac{l_2}{l_1} = 4.40 \quad \beta_t = 1.00$$

Momento negativo interior.

$$Mo_{col}^- = 0.75 \times (22158) = 16619 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad Mo_{col}^- = 0.25 \times (22158) = 5540 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

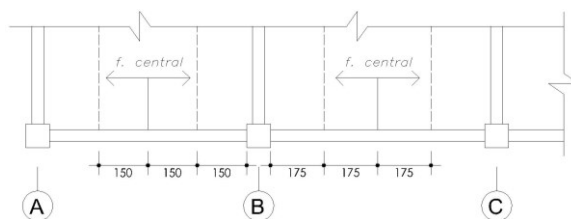
Momento positivo.

$$Mo_{col}^+ = 0.75 \times (18043) = 13533 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad Mo_{col}^+ = 0.25 \times (18043) = 4511 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento negativo exterior.

$$Mo_{col}^- = 0.90 \times (5065) = 4559 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad Mo_{col}^- = 0.10 \times (5065) = 507 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Determinamos el ancho de franja de columna y franja central. La proporción los valores encontrados que ira a la franja central del paño BC, será:



$$\frac{175}{150 + 175} = 0.538$$

Por simetría la misma cantidad llegara de la viga del eje C, entonces multiplicamos por 2.

$$Mo_{int}^- = 0.538 \times (5540) \times 2 = 5961 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mo^+ = 0.538 \times (4511) \times 2 = 4854 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Mo_{ext}^- = 0.538 \times (507) \times 2 = 546 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

La franja central con un ancho de 350 cm, tendrá $350/40$ viguetas = 8.75 vig.

$$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 10 \cdot 20$$

$$As_{min} = 0.36 \text{ cm}^2 (\text{use } 1\emptyset 3/8")$$

Momento negativo interior.

$$Mu = 596100/8.75 = 68126 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \rho = 0.0074$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow b = 10 \text{ cm} \rightarrow d = 17 \text{ cm} \quad As = 1.26 \text{ cm}^2$$

Use $\emptyset 1/2"$

Momento positivo.

$$Mu = 485400/8.75 = 55475 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \rho = 0.0014$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow b = 40 \text{ cm} \rightarrow d = 17 \text{ cm} \quad As = 0.94 \text{ cm}^2$$

Use $\emptyset 1/2"$

Momento negativo exterior.

$$Mu = 54600/8.75 = 6240 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \rho = 0.0006$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow b = 10 \text{ cm} \rightarrow d = 17 \text{ cm} \quad As = 0.10 \text{ cm}^2$$

Use $\emptyset 3/8"$

4.4.1.2. DISEÑO DE LOSA TRADICIONAL.

Ortega García (2015) nos indica: "El diseño de losas armadas en un sentido es un procedimiento simple, comparativamente al de otros elementos. Las losas podríamos definirlas como elementos que soportan cargas de gravedad aplicadas directamente sobre su superficie, y normalmente a esta, y cuya altura es bastante pequeña en comparación a sus otras dimensiones" (p.93).

la vigueta a diseñar se encuentra entre los ejes A-G y entre los ejes 5-6, la cual es la más crítica y pertenece al piso típico de la edificación.

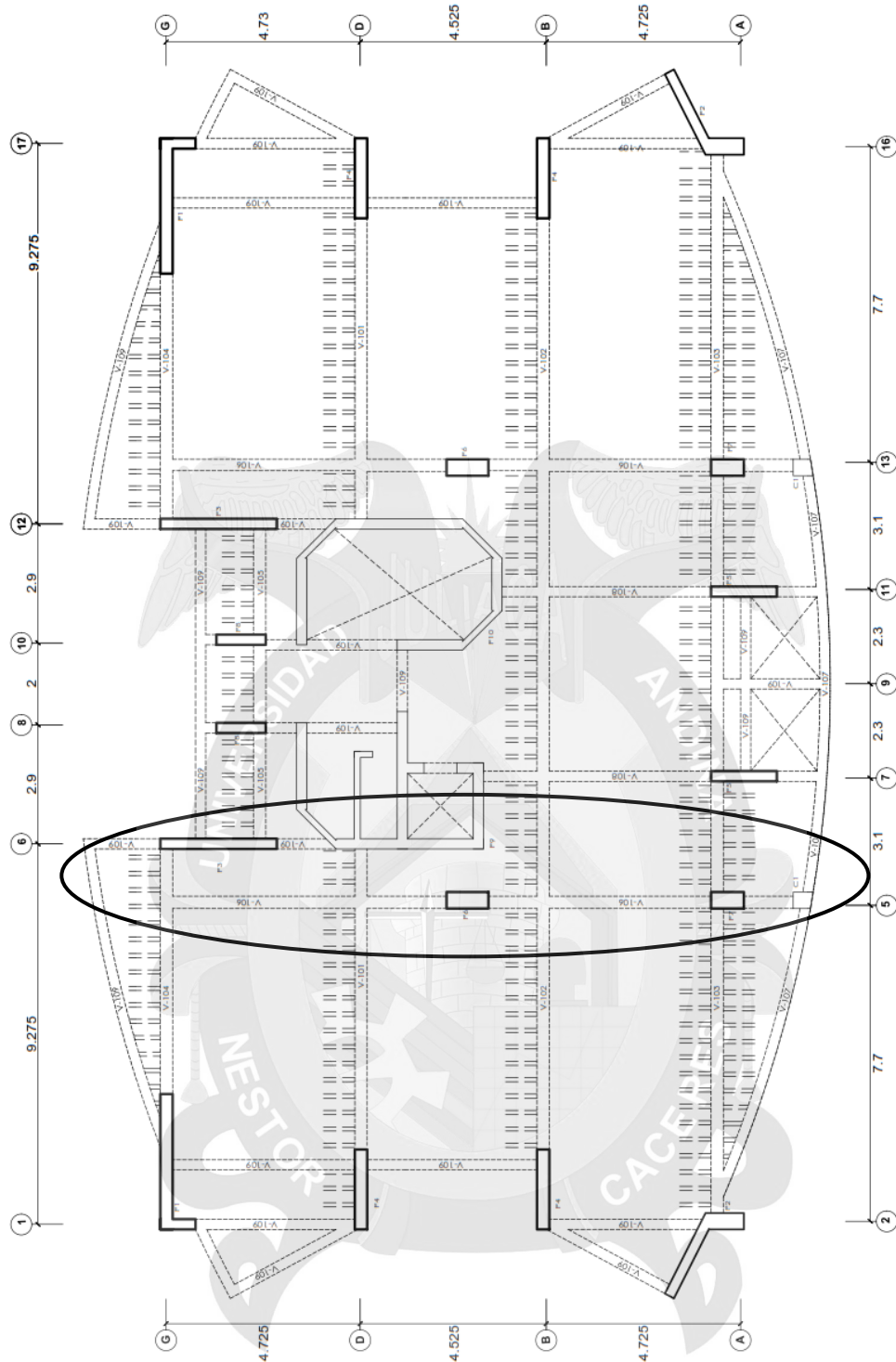


Figura 62: Tramo de vigueta tradicional para diseño.
Fuente: Propia.

Blanco Blasco (1996) define: "A continuación mostramos los esquemas de los diversos casos de alternancia de cargas vivas, de manera que se estimen los valores máximos que pueden existir en los casos más desfavorables" (p.120):

$$C_m = 0.16tn/m.$$

$$C_v = 0.08tn/m.$$

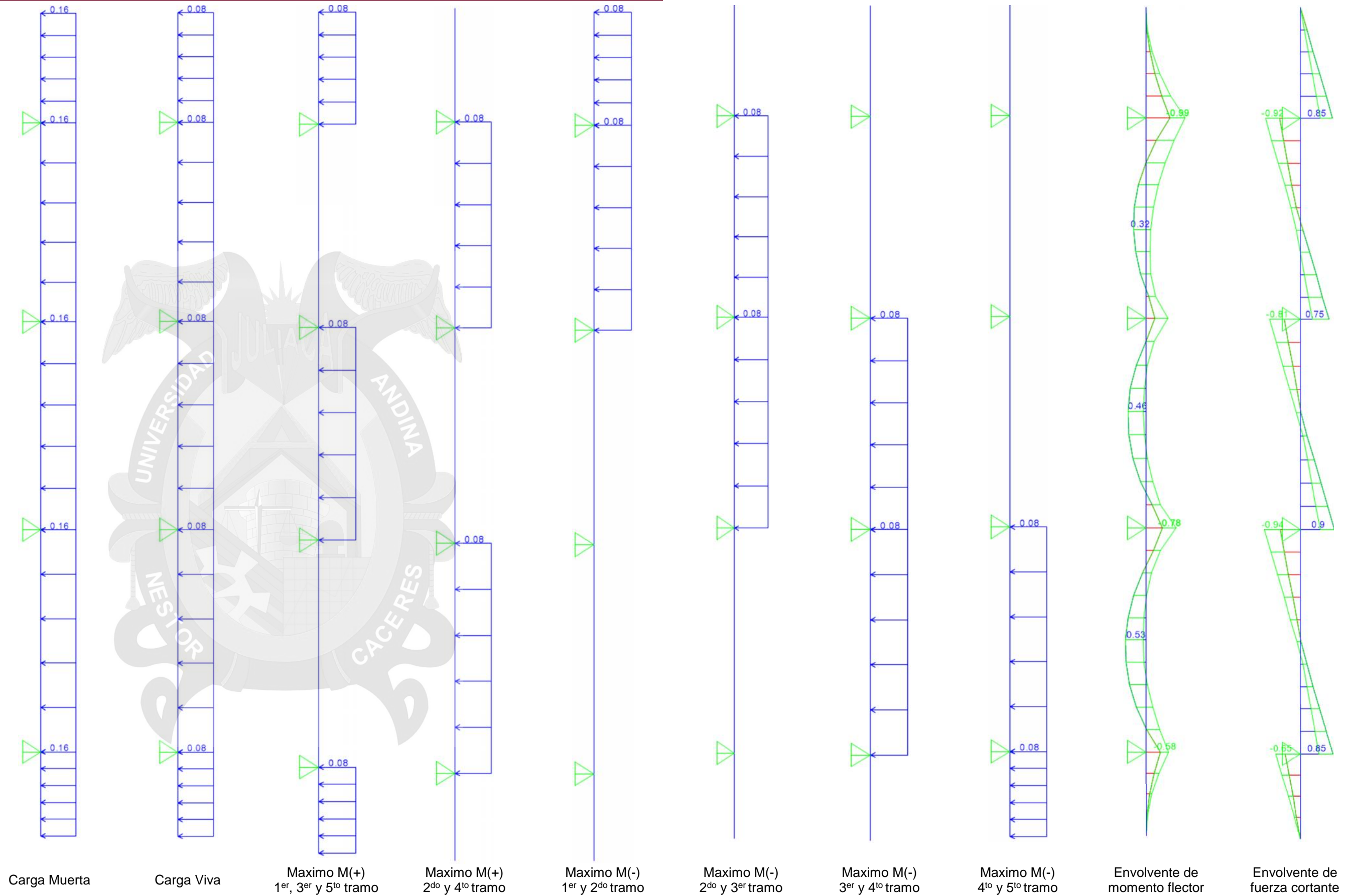
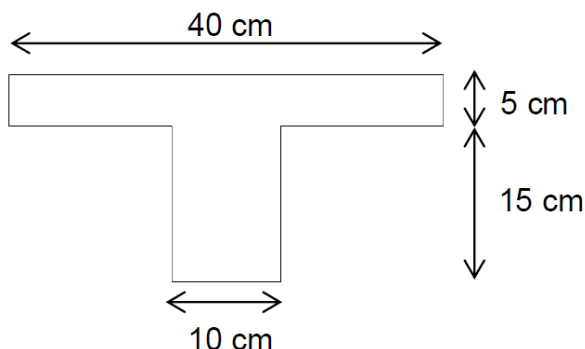


Figura 63: Alternancia de cargas y diagramas de L.T.
Fuente: Propia.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

En la siguiente imagen se aprecia una viga T.



$$Y_{cg} = 13.21 \text{ cm}$$

$$I_g = 11800 \text{ cm}^4$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

La N.T.E.-E.060 (2009) indica que: "La sección debe tener un refuerzo para al menos $1.2M_{cr}$, la cual se obtiene de la siguiente manera" (p.65):

$$1.2 \times M_{cr}^- = 1.2 \times f_r \times \frac{I_g}{y^+} = 1.2 \times 29 \times \frac{11800}{6.79} = 605 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para $b = 10 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$ se tiene $A_{smin}^- = 1.01 \text{ cm}^2$

$$1.2 \times M_{cr}^+ = 1.2 \times f_r \times \frac{I_g}{y^-} = 1.2 \times 29 \times \frac{11800}{13.21} = 311 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para $b = 40 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$ se tiene $A_{smin}^+ = 0.49 \text{ cm}^2$

La N.T.E.-E.060 (2009) indica que: "La sección no debe tener un refuerzo mayor al $0.75 \times \rho_b$, la cual se obtiene de la siguiente manera" (p.64):

$$A_{smax}^+ = 0.75 \times \rho_b = 10.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax}^- = 0.75 \times \rho_b = 2.71 \text{ cm}^2$$

De la figura 63 se obtiene los diagramas para el diseño por flexión. Empleando las siguientes expresiones se tendrá el área de refuerzo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f'y \times (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s \times f'y}{0.85 \times f'c \times b}$$

Tabla 44: Diseño por flexión de la losa aligerada.

Mu (tn.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Distribución	As colocado (cm ²)
-0.99	10	17	1.75	1Ø1/2"+1Ø3/8"	1.98
-0.57	10	17	0.95	1Ø1/2"	1.27
-0.78	10	17	1.34	1Ø1/2"	1.27
-0.58	10	17	0.98	1Ø1/2"	1.27
+0.32	40	17	0.50	1Ø3/8"	0.71
+0.46	40	17	0.73	1Ø1/2"	1.27
+0.53	40	17	0.84	1Ø1/2"	1.27

Fuente: Propia.

B. DISEÑO POR CORTE.

La resistencia del concreto se obtendrá con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.22tn$$

$$V_u = 0.94tn$$

$$1.22tn > 0.94tn$$

Las fuerzas cortantes serán absorbidas por el concreto.

C. REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.

La N.T.E.-E.060 (2009) indica que: "El cual establece un factor de 0.0018 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de 4200kg/cm^2 , siendo nuestra losa de 5cm , entonces tendremos que" (p. 44):

$$A_{\text{TEMPERATURA}} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90\text{cm}^2/\text{m}.$$

$$S = 0.32/0.90 = 0.35 \times 100 = 35\text{cm}. \text{ También } S_{\text{max}} = 5 \cdot t = 5 \times 5 = 25\text{cm}.$$

Entonces colocamos acero de $\phi 1/4'' @ 25\text{cm}$.

D. CONTROL DE DEFLEXIONES.

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_s I}$$

Cargas de servicio:

$$\text{Carga muerta: } W_D = 0.16\text{tn/m (por vigueta)}$$

$$\text{Carga viva: } W_L = 0.08\text{tn/m (por vigueta)}$$

Módulo de elasticidad:

$$E_s = 15000 \cdot \sqrt{f'_c} = 15000 \cdot \sqrt{210} = 217370.65\text{kg/cm}^2$$

Cálculo de Inercia:

$$I = 11800\text{cm}^4$$

Reemplazando valores para el primer tramo de luz igual a 4.80m , tenemos una deflexión por carga muerta y viva de:

$$\Delta_D = \frac{5(160)(445)^4}{384(217370.65)(11800)(10)} = 3.19\text{mm}$$



$$\Delta_L = \frac{5(80)(445)^4}{384(217370.65)(11800)(10)} = 1.59mm$$

Deflexiones diferidas:

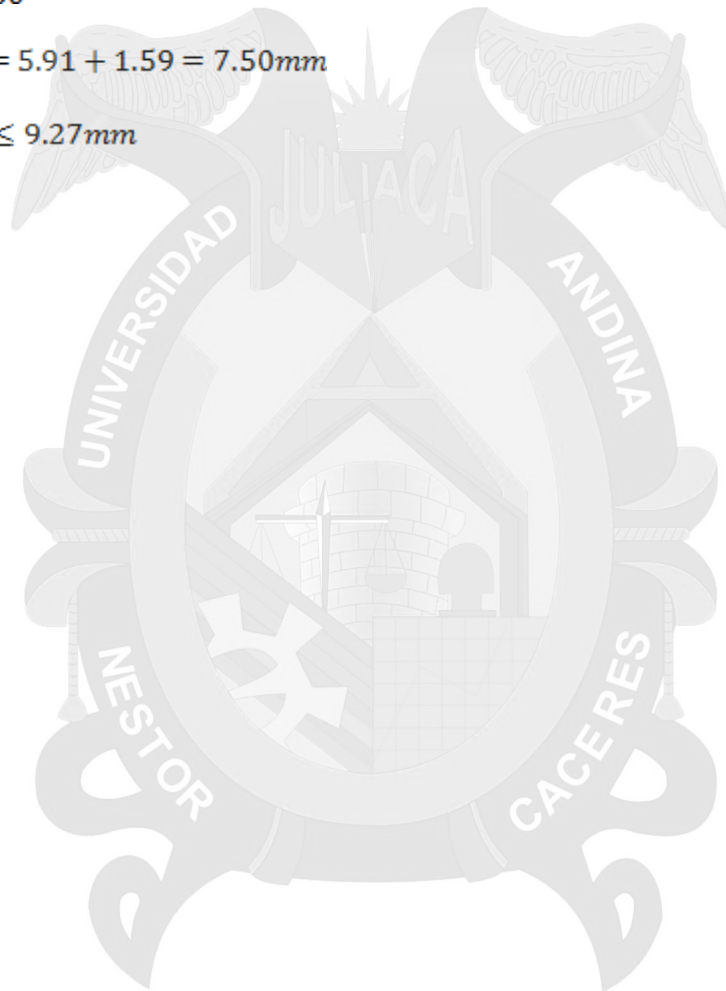
$$\Delta_{LP} = \Delta_D \cdot \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'} \right)$$

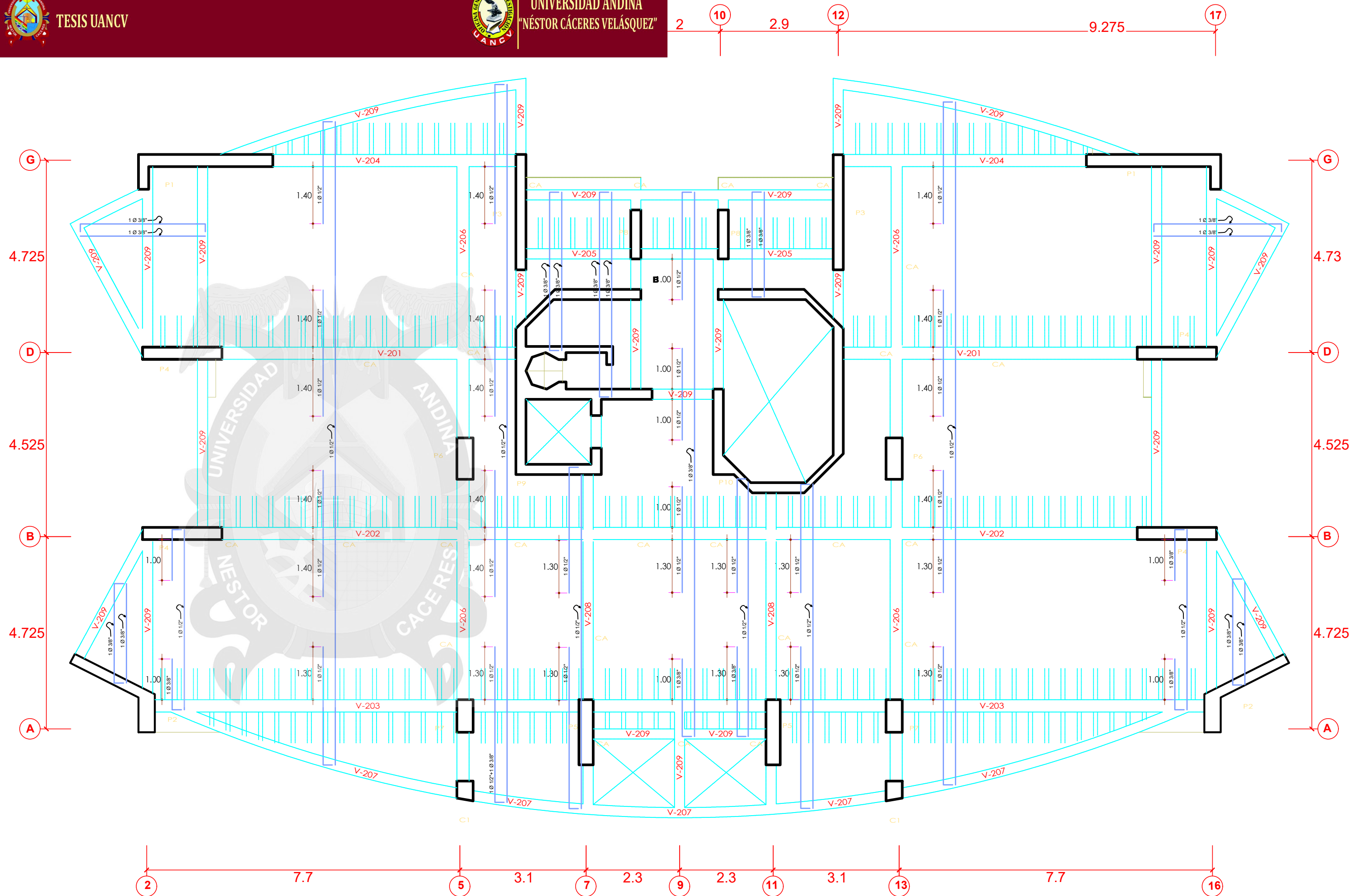
$$\Delta_{LP} = 3.19 \cdot \left(\frac{2.00}{1 + 50(0.0016)} \right) = 5.91mm$$

$$\Delta_{MAX} \leq \frac{L}{480} = \frac{4450}{480} = 9.27mm$$

$$\Delta_{MAX} = \Delta_{LP} + \Delta_L = 5.91 + 1.59 = 7.50mm$$

$$\Delta_{MAX} = 7.50mm \leq 9.27mm$$





final de losa tradicional.
te: Propia.

4.4.1.3. DISEÑO DE LOSA COMPUESTA CON VIGUETAS PRETENSADAS.

Los cálculos se realizaron como una losa armada en una dirección, pero el acero positivo no se tuvo que calcular, ya que es una vigueta pretensada. Se realizará el diseño del aligerado ubicado entre los ejes A-G y entre los ejes 5-6.

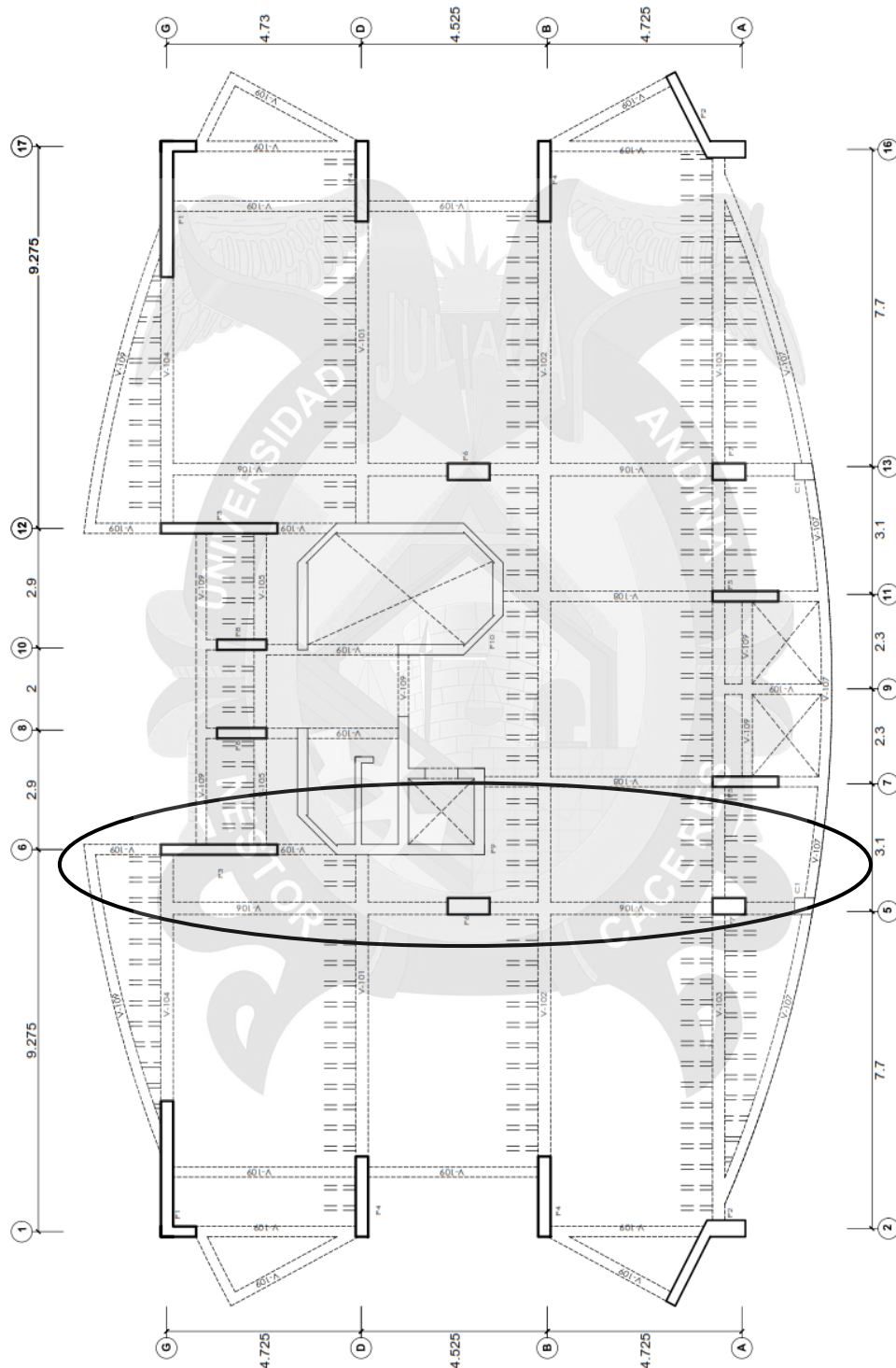


Figura 65: Tramo de vigueta pretensada para diseño.
Fuente: Propia.

La siguiente tabla nos muestra parámetros usados para el diseño de la losa compuesta con viguetas pretensada.

Tabla 45: Datos de diseño – Losa compuesta.

Datos	
Espesor	0.20 m
Ancho tributario	0.50 m
Peso	210 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
Carga viva piso típico	200 kg/m ²
Carga viva azotea	100 kg/m ²
f _c	210 kg/cm ²

Fuente: Propia.

Blanco Blasco (1996) define: "A continuación mostramos los esquemas de los diversos casos de alternancia de cargas vivas, de manera que se estimen los valores máximos que pueden existir en los casos más desfavorables" (p.120):

$$C_m = 0.16tn/m.$$

$$C_v = 0.10tn/m.$$

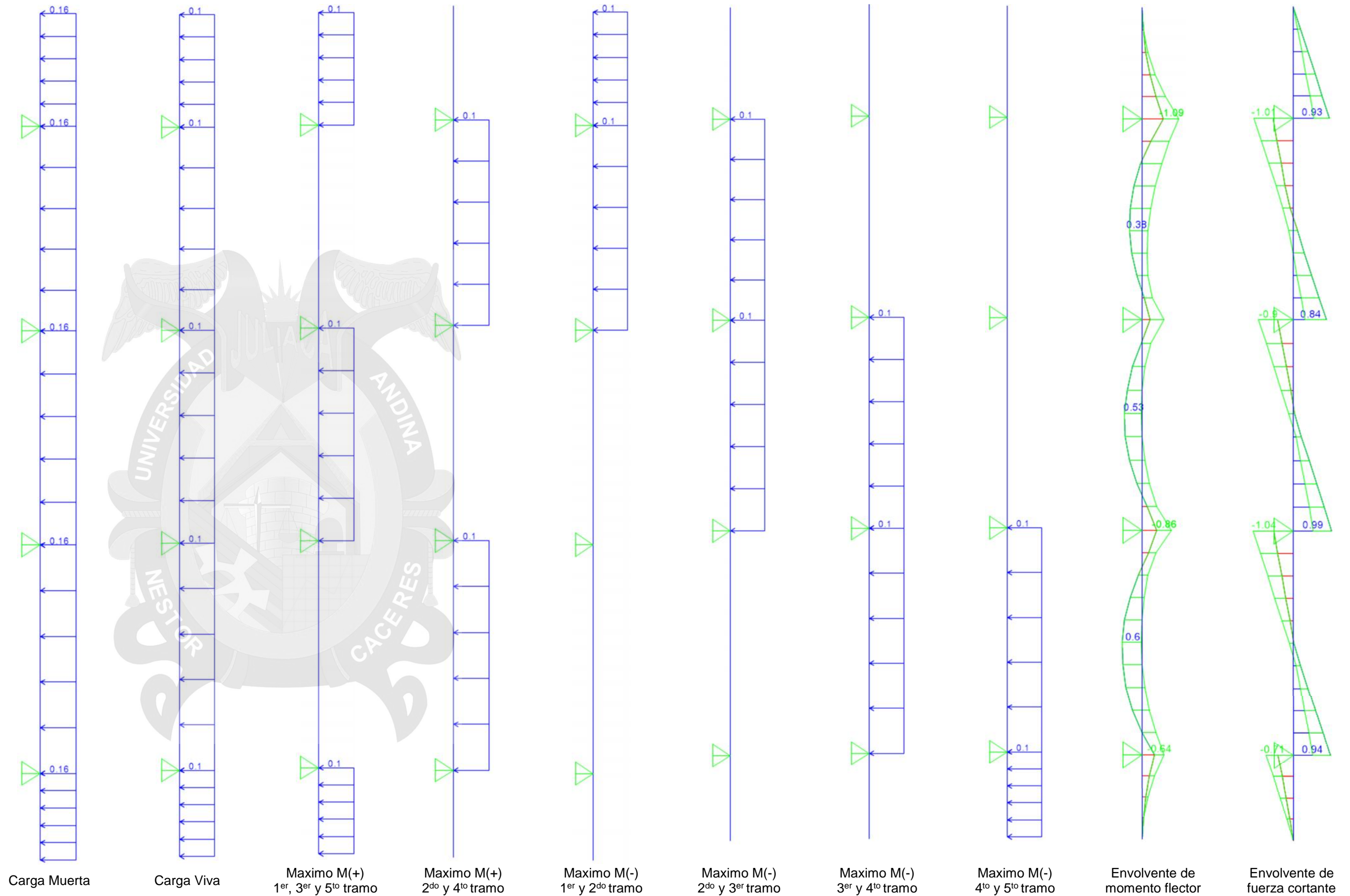


Figura 66: Alternancia de cargas y diagramas de L.C.
Fuente: Propia.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

Con los calculos realizados se obtuvo los esfuerzos; el cual usaremos para elegir el tipo de vigueta según las tabla 46.

Tabla 46: Momentos admisibles de la viguetas pretensadas(esp. 0.50m).

Altura(cm)	Peso propio	Momentos admisibles ØMn(tn.m)				
		V101	V102	V103	V104	V105
17	245	0.760	1.030	1.290	1.585	1.965
20	280	0.940	1.280	1.595	1.965	2.435
25	335	1.250	1.660	2.100	2.595	3.230
30	400	1.560	2.020	2.610	3.230	4.020

Fuente: Propia.

Con la tabla anterior se llegó a seleccionar la vigueta tipo V102, el acero negativo se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f'y \times (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s \times f'y}{0.85 \times f'c \times b}$$

Para el cálculo de refuerzo A_s haremos iteraciones sucesivas hasta obtener los resultados finales:

Tabla 47: Calculo de acero negativo.

Calculo del acero negativo					
(-)Mu (tn.m)	bw (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Distribucion	As colocado (cm ²)
1.09	11	18	0.40	1Ø3/8"	0.71
0.64	11	18	0.23	1Ø3/8"	0.71
0.90	11	18	0.31	1Ø3/8"	0.71
0.71	11	18	0.23	1Ø3/8"	0.71

Fuente: Propia.

B. DISEÑO POR CORTE.

Se calcula la resistencia a corte del concreto mediante:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ \phi V_c &= 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 12 \times 17.5 = 1.50tn \\ V_u &= 1.04tn \end{aligned}$$

Por lo cual $\phi V_n > V_u$; se aprecia que el cortante absorberá el esfuerzo por corte.

C. REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.

La N.T.E.-E.060 (2009) nos indica: "El cual establece un factor de 0.0018 para losas que utilizan barras corrugadas y con fluencia de 4200kg/cm², siendo nuestra losa de 5cm, entonces tendremos que" (p.44):

$$A_{TEMPERATURA} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90cm^2/m.$$

$$S = 0.32/0.90 = 0.35 \times 100 = 35cm. \text{ También } S_{max} = 5t = 5 \times 5 = 25cm.$$

Entonces colocamos acero de Ø1/4" @ 25cm.

D. CONTROL DE DEFLEXIONES.

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_s I}$$

Cargas de servicio:

Carga muerta: $W_D = 0.16 \text{ tn/m}$ (por vigueta)

Carga viva: $W_L = 0.10 \text{ tn/m}$ (por vigueta)

Módulo de elasticidad:

$$E_s = 15000 \cdot \sqrt{f'_c} = 15000 \cdot \sqrt{210} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de Inercia:

$$I = 11800 \text{ cm}^4$$

Reemplazando valores para el primer tramo de luz igual a 4.80 m , tenemos una deflexión por carga muerta y viva de:

$$\Delta_D = \frac{5(160)(445)^4}{384(217370.65)(11800)(10)} = 3.19 \text{ mm}$$

$$\Delta_L = \frac{5(100)(445)^4}{384(217370.65)(11800)(10)} = 1.99 \text{ mm}$$

Deflexiones diferidas:

$$\Delta_{LP} = \Delta_D \cdot \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'} \right)$$

$$\Delta_{LP} = 3.19 \cdot \left(\frac{2.00}{1 + 50(0.0016)} \right) = 5.91 \text{ mm}$$

$$\Delta_{MAX} \leq \frac{L}{480} = \frac{4450}{480} = 9.27 \text{ mm}$$

$$\Delta_{MAX} = \Delta_{LP} + \Delta_L = 5.91 + 1.99 = 7.90 \text{ mm}$$

$$\Delta_{MAX} = 7.90 \text{ mm} \leq 9.27 \text{ mm}$$



- ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE LOSA ALIGERADA ÓPTIMA.

Una vez realizado el diseño de las dos losas (*losa aligerada tradicional* y *losa compuesta con viguetas pretensadas*) se hará la comparación de los materiales para evaluar los costos y el tiempo que tardara en su ejecución que representan cada una y así poder elegir la alternativa más óptima.

4.4.2. DISEÑO DE VIGAS.

A continuación, se diseñará la viga V-502 (30 x 60 cm²) que es la más crítica del nivel típico, a continuación, se muestra los diagramas de la viga en la figura 68 y 69 respectivamente.

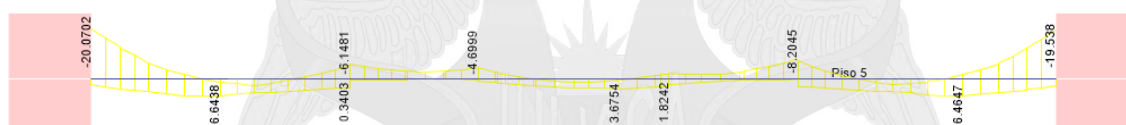


Figura 68: Diagrama de momento flector.
Fuente: Propia.

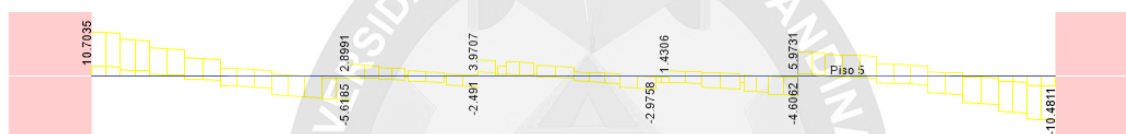


Figura 69: Diagrama de fuerza cortante.
Fuente: Propia.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

Teniendo los momentos maximos se procede a realizar el diseño de la viga por flexion mostrado en la tabla 48.

Tabla 48: Diseño por flexión de la viga.

Mu (tn.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Distribución	As colocado(cm ²)
-20.07	30	54	10.66	4Ø3/4"	11.40
-05.81	30	54	2.91	2Ø3/4"	5.70
-06.15	30	54	3.08	2Ø3/4"	5.70
-04.83	30	54	2.41	2Ø3/4"	5.70
-04.70	30	54	2.34	2Ø3/4"	5.70
-02.15	30	54	1.06	2Ø3/4"	5.70
-02.44	30	54	1.21	2Ø3/4"	5.70
-08.20	30	54	4.14	2Ø3/4"	5.70
-07.27	30	54	3.66	2Ø3/4"	5.70
-19.54	30	54	10.35	4Ø3/4"	11.40
+06.64	30	54	3.33	2Ø3/4"	5.70
+03.68	30	54	1.83	2Ø3/4"	5.70
+02.60	30	54	1.29	2Ø3/4"	5.70
+06.46	30	54	3.24	2Ø3/4"	5.70

Fuente: Propia.

B. REFUERZO MÁXIMO Y MÍNIMO PARA LA VIGA.

Como se indica en el R.N.E.-E.060 el área mínima requerida se puede calcular con la siguiente expresión:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c}}{f'y} \times b \times d$$

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 30 \times 54 = 3.91 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo máximo la R.N.E.-E.060 indica que no se debe exceder del 0.75% del acero balanceado; para ello, se emplea la siguiente expresión:

$$A_{smax} = 0.75 \times \rho b \times b \times d$$

$$A_{smax} = 0.75 \times 0.021 \times 30 \times 54 = 25.81 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se comprueba que el refuerzo obtenido para el diseño de la viga cumple con los límites exigidos por la Norma.

C. DISEÑO POR CORTANTE.

La N.T.E.-E.060 (2009) nos indica que: "Debido a que esta viga estará sometida a la influencia sísmica se realizará el diseño por capacidad, pues se quiere que la viga tenga una falla dúctil antes que frágil" (p.156).

Para ello, se escogerá el primer tramo e iniciaremos a determinar el momento nominal de la viga con el acero proporcionado.

$$\text{Para } A_s = 11.40 \text{ cm}^2 \text{ se tiene } Mn = 23.71 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$\text{Para } A_s = 5.70 \text{ cm}^2 \text{ se tiene } Mn = 12.39 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$W_m + W_v = 3.152 \text{ tn} \rightarrow W_u = 1.25 \times 3.152 = 3.94 \text{ tn}$$

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{ln} + \frac{W_u \times ln}{2}$$
$$V_{ui} = \frac{12.39 + 23.71}{5.80} + \frac{3.94 \times 5.80}{2} = 17.65 \text{ tn}$$

Se aprecia que la cortante por capacidad es mayor al de análisis estructural, por este motivo se utilizara para el cálculo del espaciamiento.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \quad V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54 = 12.44 \text{ tn}$$

$$V_n \geq V_c$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{17.65}{0.85} = 20.76 \text{ tn}$$

$$20.76 \text{ tn} \geq 12.44 \text{ tn}$$

Donde la resistencia necesaria que debe portar los estribos será la siguiente:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 20.76 - 12.44 = 8.32 \text{ tn}$$

Empleando estribos 3/8".

$$S = \frac{A_v \times f'_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{8320} = 35 \text{ cm}$$

Se verificará el espaciamiento máximo según la referencia 5.

$$V_s \leq 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_s \leq 24.88 \text{ tn}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

o

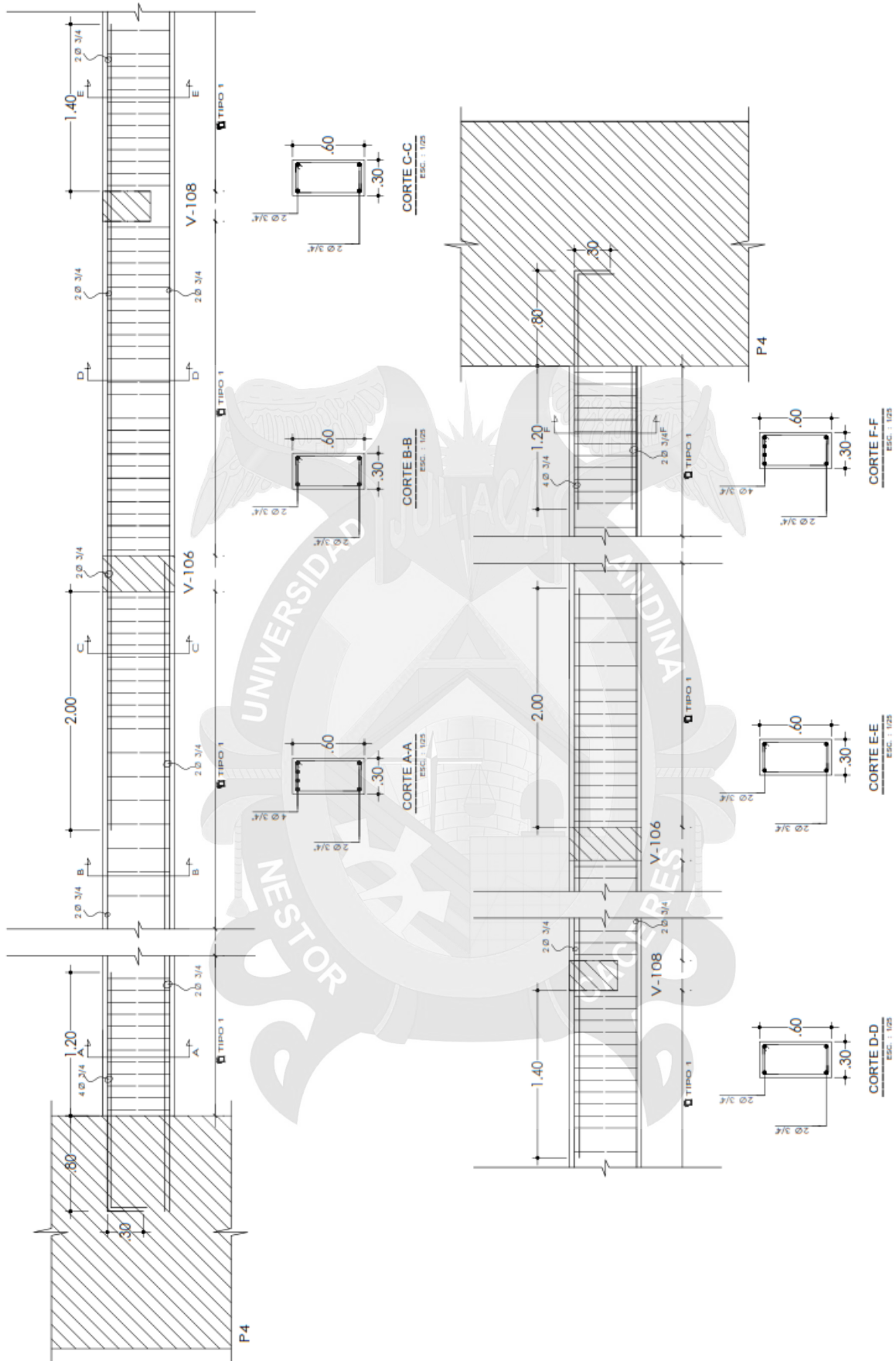
$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

Como es una viga con responsabilidad sísmica se deben tener en cuenta las consideraciones presentadas artículo 2.2.3.

Por lo tanto, se elige la siguiente distribución de estribos: **1@0.05, 12@.10, Rto.@.25.**

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución para un estribo de Ø3/8".

Del mismo modo se diseñará para el resto de tramos.



VIGA 102 - 202 - 302 - 402 - 502 - 602 - 702 - 802:
EJE B

Figura 70: Diseño final de viga V-502.
Fuente: Propia.

4.4.3. DISEÑO DE COLUMNAS.

En nuestra estructura solo se cuenta con un tipo de columna; la cual se diseñará por flexocompresión y por corte.

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Teniendo la sección de la columna a diseñar y un estimado de la distribución del refuerzo se procede a graficar el diagrama de interacción, en el cual se visualizarán las combinaciones carga respectivas. A continuación, se mostrarán las cargas que actuarán en la columna C-1.

Tabla 49: Fuerza internas en la columna C-1.

	P (tn)	Vx-x (tn)	Vy-y (tn)	Mx-x (tn.m)	My-y (tn.m)
CM	60.53	-0.21	-0.16	-0.15	-0.13
CV	11.03	-0.07	-0.07	-0.05	-0.05
SIS XX	31.65	1.16	0.99	1.82	2.41
SIS YY	50.52	1.80	0.24	2.81	0.55

Fuente: Propia.

Podemos apreciar que la dirección predominante es $Mx-x$. En la siguiente tabla se puede ver las combinaciones de carga en los puntos (M_u , P_u), y estos están ubicados en el interior del diagrama.

Tabla 50: Combinaciones de fuerzas internas de la columna C-1.

Combinaciones	P	Vx-x	Vy-y	Mx-x	My-y
0.9CM+SIS YY	105.11	1.61	0.10	2.68	0.43
0.9CM-SIS YY	3.85	-1.99	-0.39	-2.94	-0.67
0.9CM+SIS XX	22.83	0.98	0.84	1.69	2.29
0.9CM-SIS XX	86.13	-1.36	-1.14	-1.96	-2.53
1.25(CM+CV)+SIS YY	140.86	1.45	-0.05	2.56	0.31
1.25(CM+CV)-SIS YY	38.83	-2.16	-0.53	-3.06	-0.79
1.25(CM+CV)+SIS XX	121.11	0.81	0.70	1.58	2.17
1.25(CM+CV)-SIS XX	57.80	-1.52	-1.28	-2.07	-2.65
1.4CM+1.7CV	103.50	-0.42	-0.35	-0.29	-0.29

Fuente: Propia.

De la tabla anterior se puede apreciar que la columna trabaja por cargas de sismo. Se decide colocar $4\emptyset 3/4" + 4\emptyset 1/2"$, esto cumple con la cuantía mínima para columnas y son distribuidos simétricamente en la columna. Por lo siguiente se obtiene el siguiente diagrama de interacción, el cual se muestra en la figura 71.

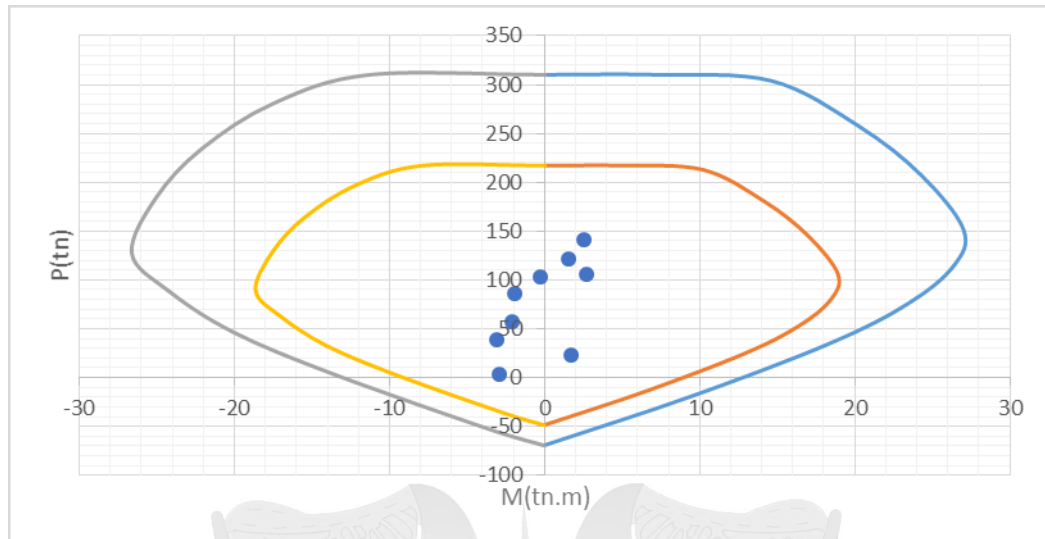


Figura 71: Diagrama de interacción de C-1.
Fuente: Propia.

En la figura anterior se muestra las combinaciones de cargas que son visualizadas en puntos (M_u , P_u); estos están en el interior del diagrama; por lo cual se entiende que la columna es capaz de resistir cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas.

B. DISEÑO POR CORTANTE

La resistencia al concreto para elementos sometidos a carga axial a compresión, se podrá calcular con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140 \times A_g}\right) \times bw \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{140860}{140 \times 1800}\right) \times 40 \times 42 = 20.12 \text{ tn}$$

De la tabla 50 obtenemos $V_u = 1.61 \text{ tn}$; pero la N.T.E.-E.060 (2009, p164) nos indica la fuerza cortante de diseño no será menor que el menor valor obtenido por la siguiente expresión:

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{h_n}$$

$$V_{pr} = \frac{2 \times 27.25}{2.95} = 18.48 \text{ tn}$$

El espaciamiento de los estribos según la N.T.E.-E.060 (2009, p.158) es más conservador del obtenido por las fuerzas resistentes según formula, por lo que la distribución de estribos es la siguiente:

Ø3/8":1@0.05, 10@0.10, resto @ 0.20 m.

La disposición final del acero en la columna C-1 será de la siguiente manera:

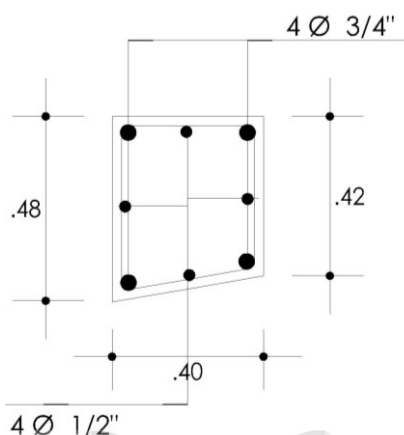


Figura 72: Desarrollo de columna C-1.
Fuente: Propia.

4.4.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE.

Oviedo Sarmiento (2016) nos indica: "Las placas o muros de corte son elementos que resisten tanto cargas axiales como cargas laterales debido al sismo y su diseño es similar al diseño de columnas, es decir se diseña por flexocompresión y cortante, al tener estos elementos gran rigidez lateral, absorben valores significativos de fuerza cortante lo que produce como consecuencia grandes momentos" (p.205).

Se realizará el diseño de la placa P-4 ($1.95 \times 0.25m^2$).

A. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

Primero se procede a verificar si la placa es esbelta ($H/L \geq 1$), de ser un muro poco esbelto ($H/L < 1$), el comportamiento ya no puede ser analizado por hipótesis de flexión, sino que su diseño será similar al diseño de las vigas pared, teniendo otro procedimiento.

En nuestro caso se analizará la placa P-4, la cual tiene una altura de $20.95m$ y una longitud de $1.95m$, por lo cual $20.95 / 1.95 = 10.74m > 1$, por lo cual cae dentro los muros esbeltos y es diseñada por flexocompresión.

B. ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO EN MUROS.

Verificación si se necesita elementos de confinamiento en los extremos:

$$\sigma_{comp.max.} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u}{I}$$

$$\sigma_{comp.max.} = \frac{251.93 \times 10^3}{195 \times 30} \pm \frac{106.02 \times 10^5 \times 97.5}{30 \times 195^3/12}$$

$$\sigma_{comp.max.} = 98.83 \text{ kg/cm}^2 > 0.20 \times f'c = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se requiere elementos de confinamiento.

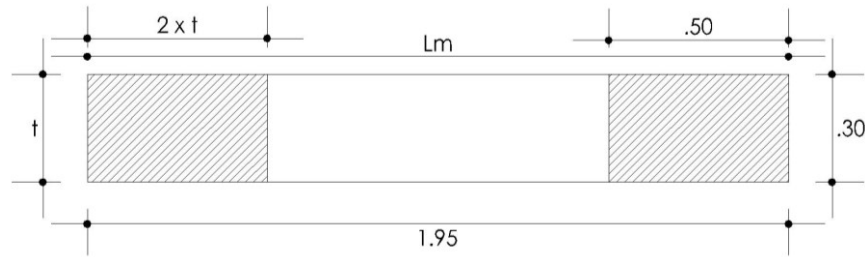


Figura 73: Elementos de confinamiento en los extremos.
Fuente: Propia.

Acero en elementos de confinamiento ($\rho = 1\%$).

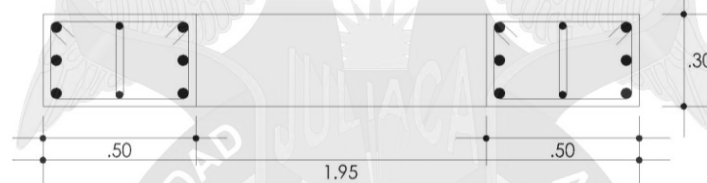


Figura 74: Elementos de confinamiento de 25x50cm.
Fuente: Propia.

$$As = 1\% \times (30 \times 50) = 15 \text{ cm}^2$$

- Usamos 8Ø5/8" (15.84 cm^2)

$$Pu_{max} = \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{L'm}$$

$$Pu_{max} = \frac{251.93}{2} + \frac{106.02}{1.45} = 199.08 \text{ tn}$$

$$\phi Pn = 0.80 \{ \phi [0.85 \times f'c (Ac - As) + f'y \times As] \}$$

$$\phi Pn = 0.80 \{ 0.70 [0.85 \times 0.21 (1500 - 15.84) + 4.2 \times 15.84] \}$$

$$\phi Pn = 185.61 \text{ tn} < 199.08 \text{ tn} = Pu \quad (\text{No Cumple})$$

- Usamos 6Ø1" + 2Ø5/8" (34.38 cm^2)

$$\phi Pn = 0.80 \{ 0.70 [0.85 \times 0.21 (1500 - 34.38) + 4.2 \times 34.38] \}$$

$$\phi Pn = 227.37 \text{ tn} > 199.08 \text{ tn} = Pu \quad (\text{Cumple})$$

C. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

De manera tentativa debemos elegir una distribución de acero vertical a lo largo de la longitud del muro, el esfuerzo vertical deberá cumplir con la cuantía mínima establecida según indicado en el artículo 2.2.2.3.

Se obtiene M_u , P_u obtenidos de las combinaciones establecidas en la Norma E.060.

Tabla 51: Combinaciones de carga de la placa P-4, primer nivel.

Combinaciones	$P(tn)$	$M(tn.m)$	$V(tn)$
0.9CM+SIS YY	144.17	19.67	6.65
0.9CM-SIS YY	116.77	-14.25	-0.52
0.9CM+SIS XX	152.94	103.98	25.41
0.9CM-SIS XX	108.00	-98.56	-19.25
1.25(CM+CV)+SIS YY	230.92	21.71	9.04
1.25(CM+CV)-SIS YY	203.51	-12.21	1.83
1.25(CM+CV)+SIS XX	239.65	106.02	27.77
1.25(CM+CV)-SIS XX	194.75	-96.52	-16.89
1.4CM+1.7CV	251.93	5.55	6.37

Fuente: Propia.

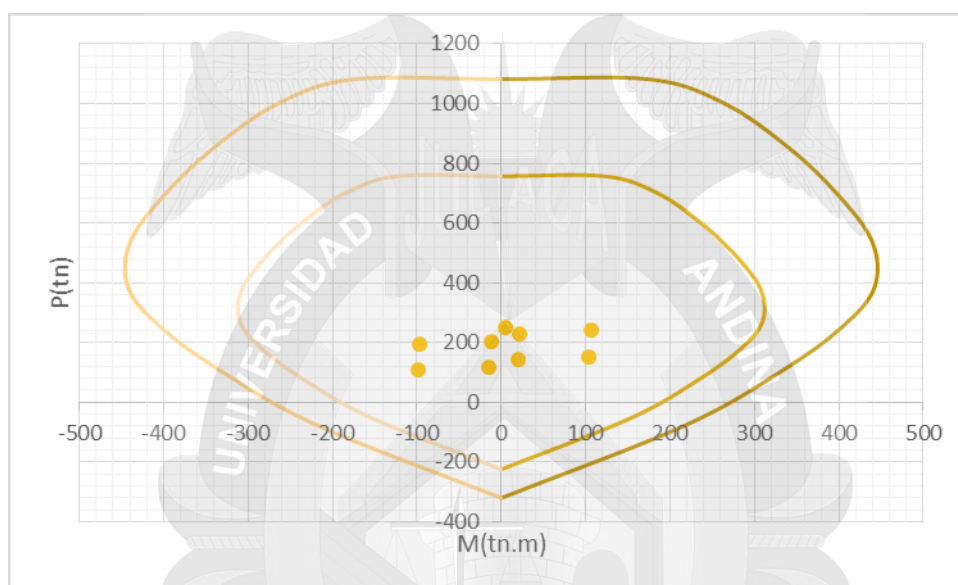


Figura 75: Diagrama de interacción de la placa P-4.

Fuente: Propia.

Observamos que las cargas últimas de diseño se encuentran dentro de los diagramas de interacción generados, podemos seguir entonces adelante con el diseño de la placa P-4.

D. DISEÑO POR CORTE.

El procedimiento de diseño por corte será similar al diseño de la columnas, en el caso en que $V_u > \phi V_c$, se proporcionará refuerzos por corte, esto para que se cumpla que $\phi V_n \geq V_u$, siendo $V_n = V_c + V_s$, y donde V_n no deberá exceder de $2.6\sqrt{f_c.t.d}$.

Según el R.N.E., para $h_m/l_m = 20.95 / 1.95 = 10.74m$ que se encuentra entre 1.5 y 2.0, el coeficiente α_c será igual a $\alpha_c=0.53$. Entonces para la placa P-4 se tiene la siguiente resistencia por corte para la dirección X-X:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times (1.95 \times 0.30) = 44.93 \text{ tn}$$

De la tabla 51 se obtiene la fuerza cortante última $V_u = 27.77 \text{ tn}$. (dirección X-X); sin embargo, según la N.T.E.-E.060 (2016, p.168) la fuerza cortante de diseño debe ser ajustada a la capacidad en flexión de la placa para evitar la falla frágil antes que dúctil. La fuerza cortante amplificada se determina mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= V_u \times \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \\ V_{ua} &= 27.77 \times \left(\frac{390}{106.02} \right) = 102.15 \text{ tn} \\ V_s &= \frac{V_{ua}}{\phi} - V_c & V_s &= \frac{102.15}{0.85} - 44.93 = 75.25 \text{ tn} \\ \rho_H &= \frac{V_s}{A_{cw} \times f'_y} & \rho_H &= \frac{75250}{195 \times 30 \times 4200} = 0.003 \\ A_{sH} &= 0.003 \times 30 \times 100 = 9 \text{ cm}^2 \\ S &= \frac{A_v}{A_{sH}} = \frac{2 \times 0.71}{9} = 0.16 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto colocaremos refuerzo horizontal de dos capas de $\varnothing 3/8'' @ 0.15 \text{ m}$. Luego para el refuerzo vertical distribuido, el cual depende del refuerzo horizontal, se determina de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \rho_v &= 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) \times (\rho_H - 0.0025) \geq 0.0025 \\ A_{sV} &= 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2 \\ S &= \frac{A_v}{A_{sH}} = \frac{2 \times 0.71}{7.5} = 0.19 \text{ cm} \end{aligned}$$

Llevará una distribución de refuerzo vertical igual al refuerzo horizontal, dos capas con $\varnothing 3/8'' @ 17.5 \text{ cm}$. El mismo procedimiento se aplica para el diseño por corte para la dirección X-X.

En la figura 76 se muestra el armado de la placa P-4 con la distribución de estribos.

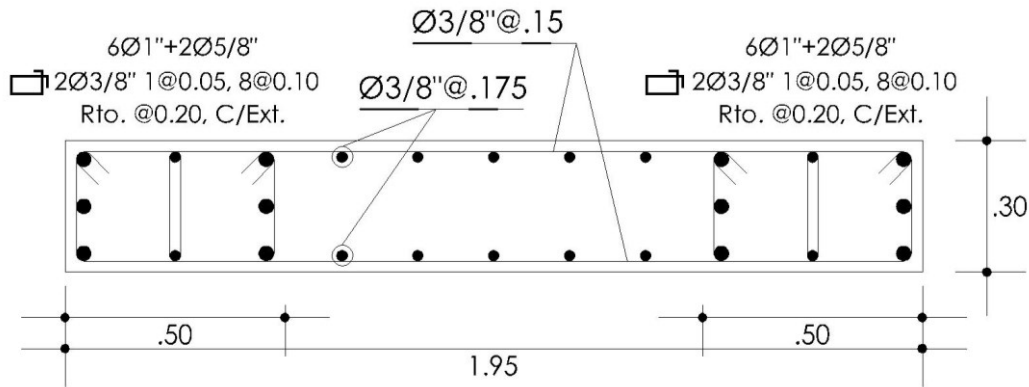


Figura 76: Armado de placa P-4.
Fuente: Propia.

4.4.5. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

Braja M. Das (2015) nos indica: "Las cimentaciones se encargan de recibir las cargas provenientes de los elementos verticales y luego trasmitirlas al terreno. El diseño de la cimentación consiste en hallar las dimensiones y formas de las zapatas para asegurar que no se sobrepasen los límites de resistencia del suelo, no se produzcan los asentamientos diferenciales y que la resistencia de las zapatas sea mayor o igual que las solicitaciones últimas.

Para calcular las distribuciones de presiones sobre el terreno se asumió una distribución lineal y el esfuerzo se determinó por:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2}$$

Se debe verificar que los resultados de la expresión anterior sean siempre positivos, pues un valor negativo, ya que indicaría que el suelo trabajaría en tracción.

Si sucediera el caso de obtener valores negativos el cálculo de presión transmitida al suelo se determinará mediante la distribución lineal calculada mediante la siguiente expresión" (p.157):

$$\sigma = \frac{P}{2 \cdot B \left(\frac{L}{2} - e \right)}$$

Para mayor detalle se diseñará la zapata Z-4 (correspondiente a la Placa-5).

4.4.5.1. Diseño de Zapata Aislada.

En la tabla 52 se observa las cargas de servicio.

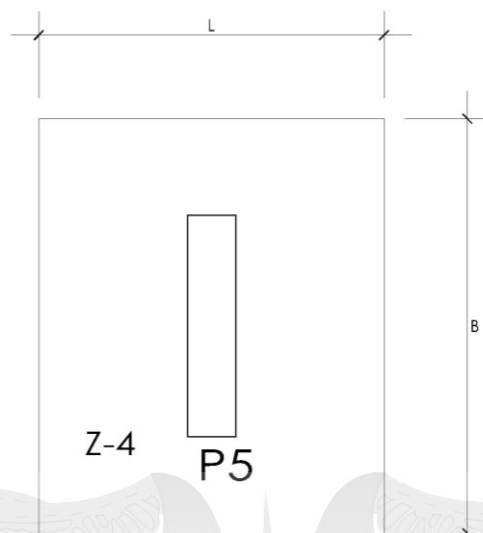


Figura 77: Esquema de la Zapata.
Fuente: Propia.

Tabla 52: Cargas de servicio de la zapata Z-4.

	P5	
	P(tn)	Mx(tn.m)
Cm	129.91	0.99
Cv	22.82	0.37
Sismo X-X	17.99	12.63
Sismo Y-Y	11.84	8.21

Fuente: Propia.

Entonces para la Placa-5 cuya dimensión es de $0.35 \times 1.60 \text{ m}^2$ y las cargas axiales por gravedad se obtiene un área requerida de la zapata, la cual se calcula adicionando a la carga axial el peso de la zapata, la cual se calcula adicionando a la carga axial el peso de la zapata, en este caso como la capacidad portante del suelo es 2.73 kg/cm^2 , entonces el factor será 5% (Ortega García, 2015, p.12).

a) Dimensionamiento por cargas combinadas:

La capacidad neta admisible para cargas de gravedad:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{neta-adm}} &= \sigma_{\text{adm}} - [\gamma_{\text{prom}} \cdot D_f + \gamma_c \cdot e_s + S/C] \\ \sigma_{\text{neta-adm}} &= 27.3 - [2.1 \cdot 1.15 + 2.4 \cdot 0.10 + 0.5] \\ \sigma_{\text{neta-adm}} &= 24.15 \text{ tn/m}^2\end{aligned}$$

La N.T.E.-E.060 (2009) nos indica: "La capacidad neta admisible se amplifica en 1.30 para cargas de sismo:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{neta-adm-sismo}} &= 1.30 \times \sigma_{\text{adm}} - [\gamma_{\text{prom}} \cdot D_f + \gamma_c \cdot e_s + S/C] \\ \sigma_{\text{neta-adm-sismo}} &= 1.30 \times 27.3 - [2.1 \cdot 1.15 + 2.4 \cdot 0.10 + 0.5] \\ \sigma_{\text{neta-adm-sismo}} &= 32.34 \text{ tn/m}^2\end{aligned}$$

Mediante iteraciones, se asume una dimensión para el volado (c) y se calcula el esfuerzo actuante en los extremos, hasta aproximar el esfuerzo actuante a la capacidad admisible neta" (p.124).

En la siguiente tabla podemos apreciar los esfuerzos que actuaron en el terreno, calculados para B y L :

Tabla 53: Esfuerzos máximos y mínimos de la zapata sobre el terreno.

Casos	B (m)	L (m)	P (ton)	M (tn.m)	σ_{actmin} (tn/m ²)	σ_{actmax} (tn/m ²)
Cm+Cv	3.00	2.50	160.37	1.36	20.95	21.82
Cm+Cv+S	3.00	2.50	179.26	13.99	19.42	28.38

Fuente: Propia.

Se observa que las capacidades admisibles cumplen al ser menor que la capacidad máxima para cada caso; siendo predominante el primer caso.

b) Amplificación de cargas.

Tabla 54: Esfuerzos últimos máximos y mínimos de la zapata sobre el terreno.

Combinaciones	Pu (tn)	Mu (tn.m)	σ_{ultmin} (tn/m ²)	σ_{ultmax} (tn/m ²)
1.4Cm+1.7Cv	220.68	2.01	28.78	30.07
1.25(Cv+Cv)+Cs	208.87	14.33	23.26	32.26
1.25(Cv+Cv)-Cs	172.98	10.93	19.57	26.56
0.9Cm+Cs	134.87	13.52	13.66	22.31
0.9Cm-Cs	98.98	11.74	16.95	9.44

Fuente: Propia.

Como el diseño es gobernado por la primera combinación, para calcular el esfuerzo último se amplifica la capacidad admisible efectiva por un factor entre 1.50 y 1.55.

Para efectos prácticos se diseña tomando una carga repartida uniforme de 32.26 tn/m^2 en toda la superficie de contacto de la zapata.

• DISEÑO POR CORTE.

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$Vud = \sigma u(c - d)$$

$$Vud = 32.26 \times (1.10 - 0.5) = 19.40 \text{ tn/m}$$

$$\phi Vc = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 100 \cdot d$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 50 = 32.64 \text{ tn/m} \geq Vud \rightarrow \text{Cumple}$$

• DISEÑO POR PUNZONAMIENTO.

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$Vud = \sigma u \cdot [BL - (B_{columna} + d) \cdot (P_{columna} + d)]$$

$$Vud = 32.26 \times [3.00 \times 2.50 - (0.35 + 0.50) \times (1.60 + 0.50)] = 18.44tn$$

$$\phi Vc = \phi \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot 2 \cdot (B_{columna} + P_{columna} + 2d) \cdot d$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 2 \cdot (0.35 + 1.60 + 2 \times 0.50) \times 0.50 = 38.82tn$$

$$\phi Vc = 38.82tn \geq Vud = 18.44tn \rightarrow \text{Cumple}$$

• DISEÑO POR FLEXIÓN.

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50cm$$

$$Mu = \sigma u \times \frac{c^2}{2}$$

$$Mu = 32.26 \times \frac{1.10^2}{2} = 19.52tn.m$$

$$As = 10.59cm^2/m \rightarrow As_{colocado} = \phi 3/4" @ .20m = 2.85cm^2/0.20m$$

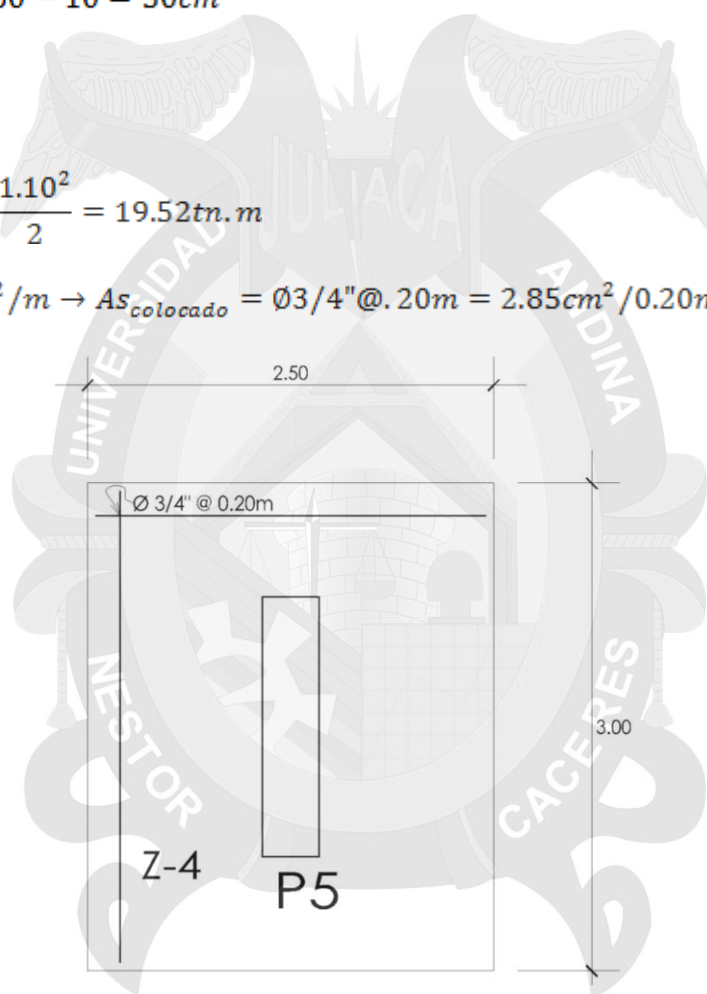


Figura 78: Diseño final de la zapata Z-4.
Fuente: Propia.

4.4.5.2. Diseño de Viga de Cimentación.

Las zapatas de las placas se conectarán por medio de vigas, estas a su vez tomarán la carga axial ultima como beneficio para usarlas como contrapeso. A continuación, se pasa a diseñar la viga VC-1.

Tabla 55: Esfuerzos máximos y mínimos de la zapata sobre el terreno.

	P5 (izq.)		P5 (der.)	
	P(tn)	Mx(tn.m)	P(tn)	Mx(tn.m)
Cm	121.98	1.88	129.91	0.99
Cv	22.20	0.45	22.82	0.37
Sismo X-X	14.39	15.62	17.99	12.63
Sismo Y-Y	10.99	6.82	11.84	8.21

Fuente: Propia.

Área tributaria y estado de carga de las zapatas medianeras:

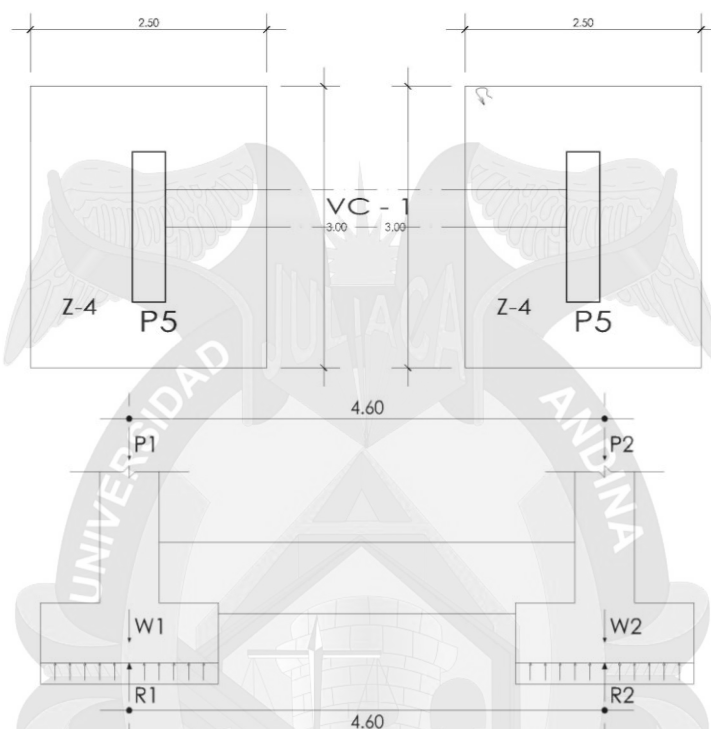


Figura 79: Esquema general de la zapata y viga de cimentación.

Fuente: Propia.

$$Resultante (Cm + Cv)_1 = (121.98 + 22.20) = 144.18tn$$

$$Resultante (Cm + Cv)_2 = (129.91 + 22.82) = 152.73tn$$

$$W_1 = 3.00 \times 2.50 \times 1.20 \times 2.4 = 21.6tn$$

$$W_2 = 3.00 \times 2.50 \times 1.20 \times 2.4 = 21.6tn$$

$$R_1 = 3.00 \times 2.50 \times \sigma_1 = 7.5\sigma_1$$

$$R_2 = 3.00 \times 2.50 \times \sigma_2 = 7.5\sigma_2$$

Aplicando sumatoria de momentos:

$$\sum M = 0; 4.60 \cdot Resultante_1 + 4.60 \cdot W_1 = 4.60R_1$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 22.10tn/m < \sigma_{neta-adm} \rightarrow Cumple$$

$$\sum F = 0; Resultante_1 + Resultante_2 + W_1 + W_2 = R_1 + R_2$$

$$\rightarrow \sigma_2 = 23.25 \text{ tn/m} < \sigma_{\text{neta-adm}} \rightarrow \text{Cumple}$$

Con sismo:

$$Resultante (Cm + Cv + Cs)_1 = (121.98 + 22.20 + 14.39) = 158.78 \text{ tn}$$

$$Resultante (Cm + Cv + Cs)_2 = (129.91 + 22.82 + 17.99) = 170.72 \text{ tn}$$

Aplicando sumatoria de momentos:

$$\sum M = 0; 4.60 \cdot Resultante_1 + 4.60 \cdot W_1 = 4.60 R_1$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 24.05 \text{ tn/m} < \sigma_{\text{neta-adm-sismo}} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sum F = 0; Resultante_1 + Resultante_2 + W_1 + W_2 = R_1 + R_2$$

$$\rightarrow \sigma_2 = 25.64 \text{ tn/m} < \sigma_{\text{neta-adm-sismo}} \rightarrow \text{Cumple}$$

Tabla 56: Presión amplificada calculada a partir de la ecuación de momentos.

Combinaciones	Pu ₁ (tn)	Wu ₁ (tn)	σ _{u1} (tn/m ²)
1.4Cm+1.7Cv	220.68	30.24	33.46
1.25(Cv+Cv)+Cs	208.87	27.00	31.45
1.25(Cv+Cv)-Cs	172.98	27.00	26.66
0.9Cm+Cs	134.87	19.44	20.57
0.9Cm-Cs	98.98	19.44	15.79

Fuente: Propia.

• DISEÑO POR FLEXIÓN.

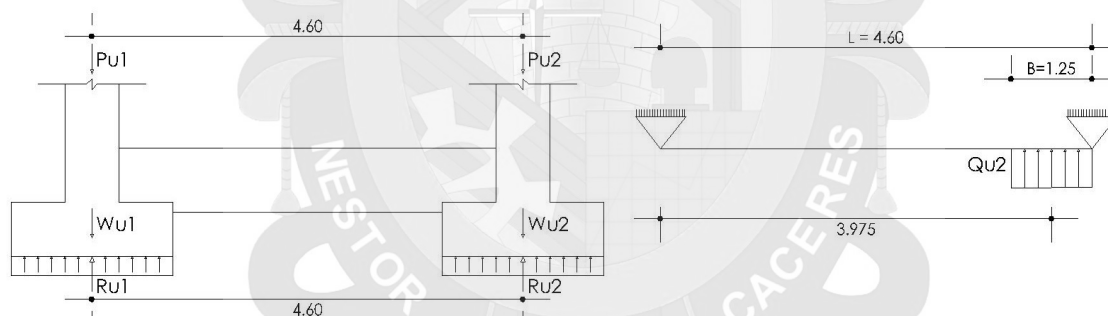


Figura 80: Modelo analítico de viga de cimentación.

Fuente: Propia.

De la viga isostática con carga distribuida: $Qu_2 = 33.46 \times 3.00 = 100.38 \text{ tn/m}$, se puede demostrar que el máximo momento está determinado por:

$$Mu_{\text{max}} = \frac{Qu_2 \cdot B^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{B}{2 \cdot L}\right)^2 = 58.56 \text{ tn.m}$$

Tomando una viga de $b=40 \text{ cm}$, $h=120 \text{ cm}$, $d=114 \text{ cm}$, aplicamos la ecuación del Acápite 2.2.2.3 para hallar el área del acero requerida:

$$As = 14.10 \text{ cm}^2 \rightarrow As_{\text{colocado}} = \emptyset 3/4" = 17.10 \text{ cm}^2$$

- **DISEÑO POR CORTE.**

El corte a una distancia "d" de la cara está definido por:

$$Vu_d = Qu_2 \times \left[B \cdot \left(1 - \frac{B}{2 \cdot L} \right) - \left(\frac{t_{p2}}{2} + d \right) \right] = 23.52tn$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 29.77tn$$

Estribos: $\phi 3/8'' : 1@0.05$, resto @ 0.20m.

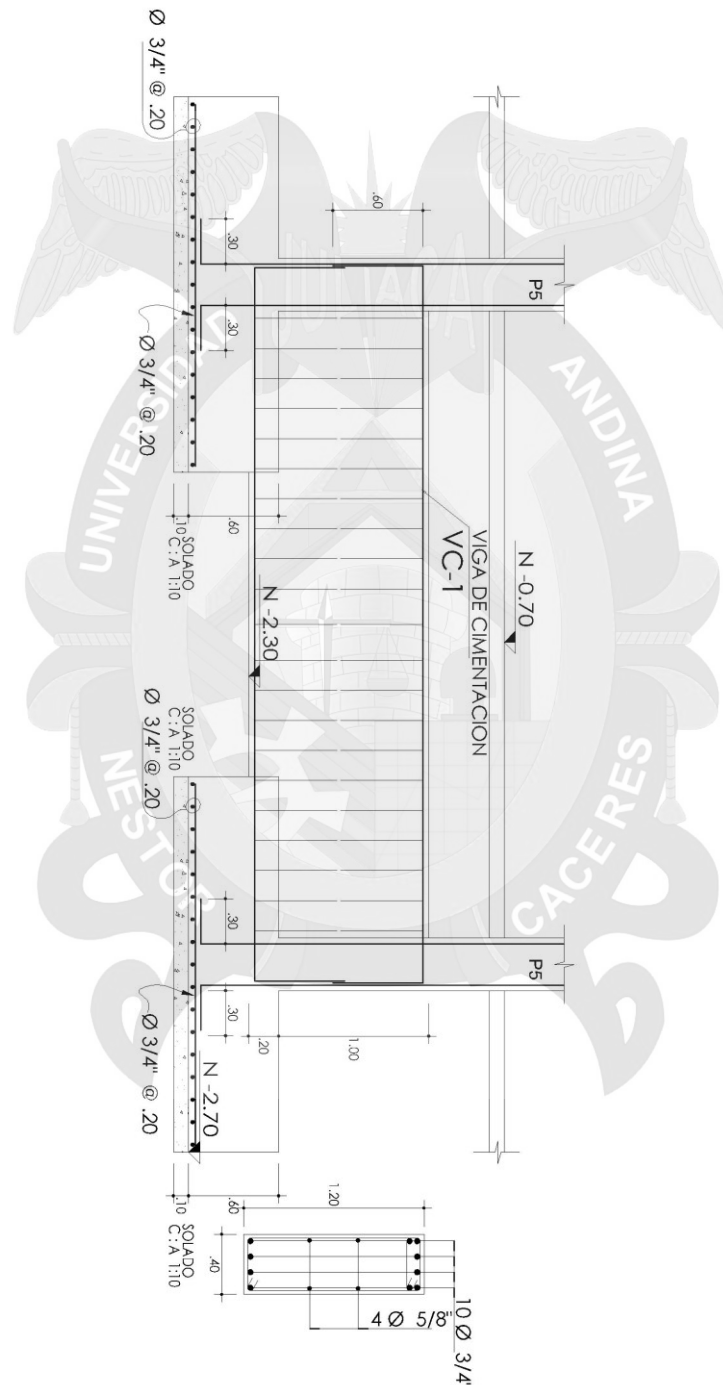


Figura 81: Diseño Final de Viga de Cimentación VC-1.
Fuente: Propia.

4.4.6. DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Harmsen Gómez de la Torre (2003) nos indica: "Los muros de contención se han proyectado y diseñado para resistir el empuje del suelo, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. Estos muros no pueden voltearse y/o deslizarse, por lo que no requieren de una gran zapata sino de un cimiento corrido.

Los muros de contención presentan ligeros movimientos de flexión y dado que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Presentan un saliente o talón sobre el que se apoya parte del terreno, de manera que muro y terreno trabajan en conjunto.

Para calcular el empuje del suelo y el de la sobrecarga se utilizaron las siguientes relaciones" (p.363):

$$Ha_1 = S/C \times C_a$$

$$Ha_2 = \frac{1}{2} \times C_a \times w \times H^2$$

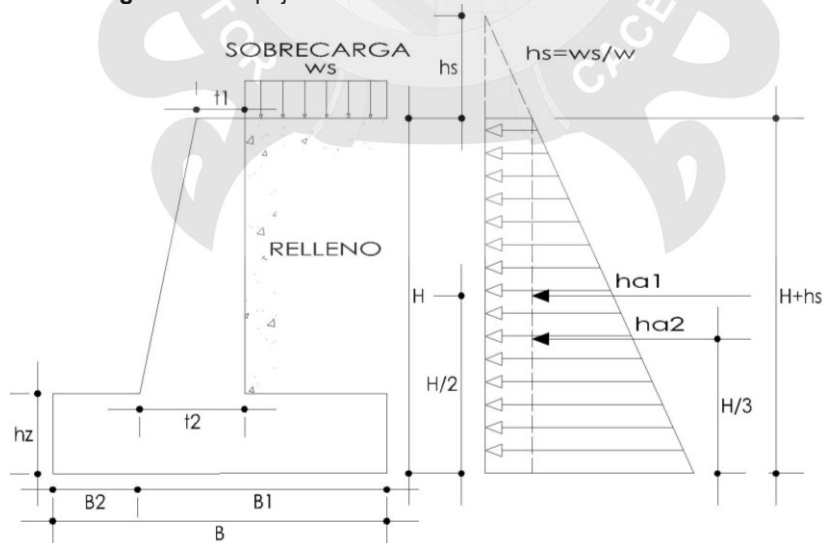
Donde:

Ha_1 y Ha_2 = Empuje de la sobrecarga y del suelo respectivamente.

$$C_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

H: Profundidad de análisis.

Figura 82: Empuje del terreno sobre el muro de contención.



Fuente: Propia.

DATOS DEL TERRENO:

$$FSD = 1.5$$

$$FSV = 2.0$$

$$w = \gamma_s = 1900 \text{ kg/m}^3.$$

$$\sigma_t = 2.73 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\phi = 27.42^\circ$$

$$W_s = S/C = 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$C_a = 0.37$$

Empuje activo:

$$H_a = H_{a1} + H_{a2} = 4.31 \text{ tn}$$

$$M = H_a \times \frac{H}{3} = 4.88 \text{ tn.m}$$

Momento ultimo:

$$M_u = 1.7 \times M = 8.30 \text{ tn.m}$$

A. VERIFICANDO POR CORTE.

$$V_{du} = 1.7 \times \frac{1}{2} \times C_a \times \gamma_s \times (H - d)^2 = 5.74 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 19.59 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \geq V_{du} \rightarrow \text{Cumple}$$

B. VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD.

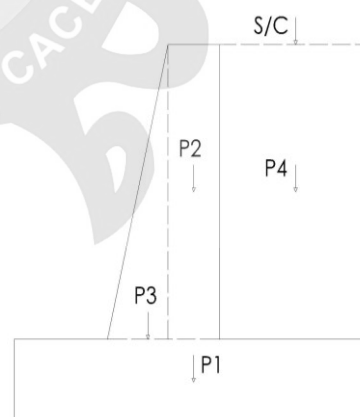
Tabla 57: Momentos resistentes (tomados respecto a la punta).

Fuerza y Momentos resistentes			
Pi	Peso (tn)	Brazo (m)	Momento (tn.m)
P1	2.94	1.23	3.60
P2	1.39	0.95	1.32
P3	0.52	0.80	0.42
P4	7.71	1.75	13.50
P5s/c	0.28	1.75	0.49
Total(N)	12.85		19.33

Fuente: Propia.

$$\frac{H_r}{H_a} \geq FSD \rightarrow \frac{0.52 \times 12.85}{4.31} = 1.55 \geq 1.5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\frac{M_r}{M} \geq FSV \rightarrow \frac{19.33}{4.88} = 3.96 \geq 2 \rightarrow \text{Cumple}$$



C. PRESIONES DEL TERRENO.

$$X_o = \frac{M_r - M}{N} = 1.12m \rightarrow e = \frac{B}{2} - X_o = 0.10$$

$$\frac{L}{6} > e \rightarrow 0.41 > 0.10 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \rightarrow \sigma_{max} = 25.04 \text{tn/m}^2; \sigma_{min} = 15.17 \text{tn/m}^2$$

$$\sigma_{max, min} < \sigma_t$$

D. DISEÑO DE LA PANTALLA.**- Refuerzo Vertical.**

Como se vio en su base:

$$M_u = 8.30 \text{tn.m} \rightarrow t_2 = 0.35 \text{cm} \rightarrow A_s = 7.45 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 30.34 = 5.46 \text{cm}^2$$

Usar Ø1/2" @ 15cm.

- Refuerzo Horizontal.

ARRIBA: $0.0020 \times 100 \times 20 = 4 \text{cm}^2$.

$2/3 \times A_{st} = 2.67 \text{cm}^2$. Usar Ø3/8" @ 20 cm.

$1/3 \times A_{st} = 1.33 \text{cm}^2$. Usar Ø3/8" @ 45 cm.

INTERMEDIO: $0.0020 \times 100 \times 28 = 5.6 \text{cm}^2$

$2/3 \times A_{st} = 3.73 \text{cm}^2$. Usar Ø3/8" @ 15 cm.

$1/3 \times A_{st} = 1.87 \text{cm}^2$. Usar Ø3/8" @ 30 cm.

ABAJO: $0.0020 \times 100 \times 35 = 7 \text{cm}^2$.

$2/3 \times A_{st} = 4.67 \text{cm}^2$. Usar Ø3/8" @ 10 cm.

$1/3 \times A_{st} = 2.33 \text{cm}^2$. Usar Ø3/8" @ 25 cm.

E. DISEÑO DE LA ZAPATA.**- Verificación por Cortante:**

$$V_{ud} = \left(1.4 \times (W_{zap} - q_2) \times (B_1 - t_2 - d)\right) - q' b \times 1.4 \times \left(\frac{B_1 - t_2 - d}{B_1 - t_2}\right) \times \left(\frac{B_1 - t_2 - d}{2}\right)$$

$$V_{ud} = 14.31 \text{tn}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 27.42 \text{tn}$$

$$\phi V_c \geq V_{du} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Refuerzo Transversal:

$$A_{s_{temperatura}} = 0.0018 \times 100 \times 50 = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 5/8" @ 20 \text{ cm}$$

$$A_{s_{montaje}} = 36 \emptyset = 36 \times 0.95 = 30 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 3/8" 30 \text{ cm}$$

- Zapata Interior:

$$W_u = W_{zap} \times 1.4 = 9.39 \text{ tn/m}$$

$$W_{u_{max}} = q_{max} \times 1.7 - W_{pp} \times 0.9 = 41.49 \text{ tn/m}$$

$$M_u = W_{u_{max}} \times \frac{hz^2}{2} = 5.18 \text{ tn.m} \rightarrow A_s = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 42 = 7.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 5/8" @ 25 \text{ cm}$$

- Zapata exterior

$$W_u = W_{zap} \times 1.4 = 9.39 \text{ tn/m}$$

$$M_u = (W_u - q_{min} \times 1.4) \times \left(\frac{(B_1 - t_2)^2}{2} \right) - q' b \times 1.4 \times \left(\frac{(B_1 - t_2)^2}{6} \right)$$

$$M_u = 14.19 \text{ tn.m} \rightarrow A_s = 9.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 1/2" @ 20 \text{ cm}$$

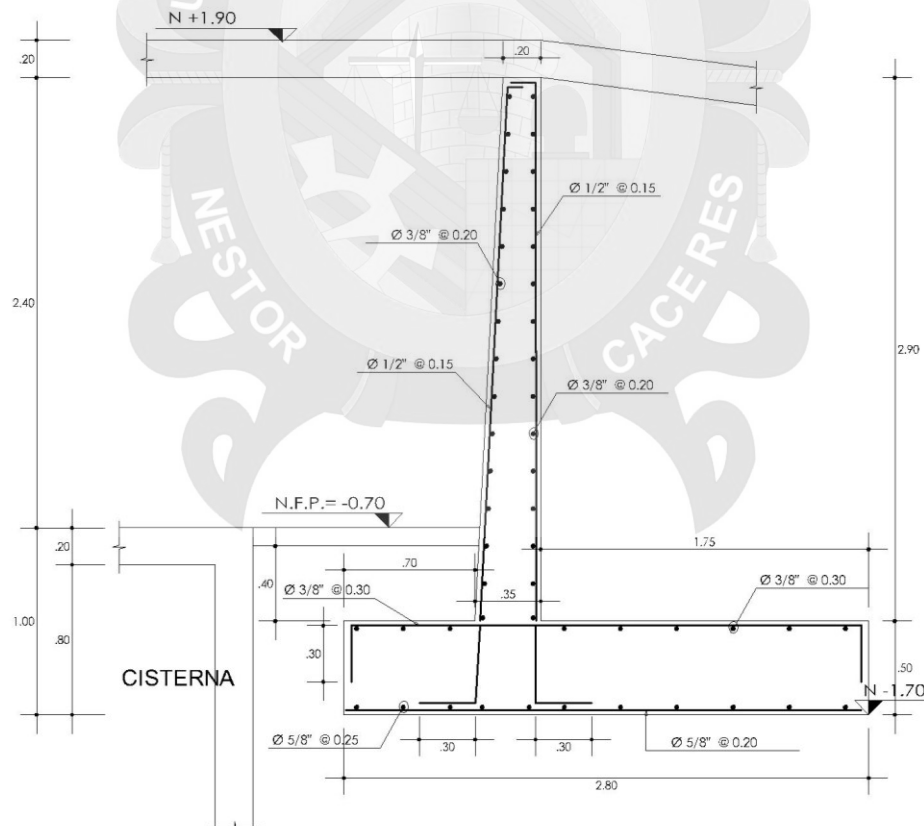


Figura 83: Diseño final del muro de contención.
Fuente: Propia.

4.4.7. DISEÑO DE ESCALERAS.

La edificación contiene una escalera ortogonal de varios tramos; estas están apoyadas sobre los diafragmas rígidos, solo se considera cargas de gravedad para el análisis y diseño.

Como regla práctica se puede considerar lo indicado en el artículo 4.1.2.7. para que una escalera bien proporcionada cumpla con:

$$60\text{cm} \leq 2c + p \leq 64\text{cm}$$

Fernandez Chea (s.f.) nos indica: "Se realizó el metrado de cargas por metro de ancho considerando una carga uniformemente distribuida. Para el cálculo del peso propio en el tramo inclinado, se utilizó la siguiente formula" (p.23):

$$P_p = \gamma_{\text{concreto}} \times CP \times t + \gamma_{\text{concreto}} \times P \times t$$

Donde:

Cp: Contrapaso = 17cm.

p: Paso = 30cm.

t: Espesor de la escalera = 15cm.

γ_c : Peso específico del concreto (2400kg/m³).

Tabla 58: Metrado de cargas.

Tramo Inclinado
Carga Muerta
Peso Propio: 0.171 x 1.30 = 0.222tn
Piso Terminado: 0.024 x 1.30 = 0.031tn
Carga Viva
S/C: 0.060 x 1.30 = 0.078tn
Wu1 = 1.4(0.253) + 1.7(0.078) = 0.487/0.30 = 1.623tn/ml
Descanso
Carga Muerta
Peso Propio: 2.4 x 0.15 x 1.30 = 0.468tn/ml
Piso Terminado: 0.100 x 1.30 = 0.130tn/ml
Carga Viva
S/C: 0.200 x 1.30 = 0.260tn/ml
Wu2 = 1.4(0.598)+1.7(0.260) = 1.279tn/ml

Fuente: Propia.

A continuación, se presenta el modelo utilizado (Figura 81) y el diagrama de fuerzas internas (figura 82 y 83). Se ha utilizado el programa Sap2000 v20 para tales fines.

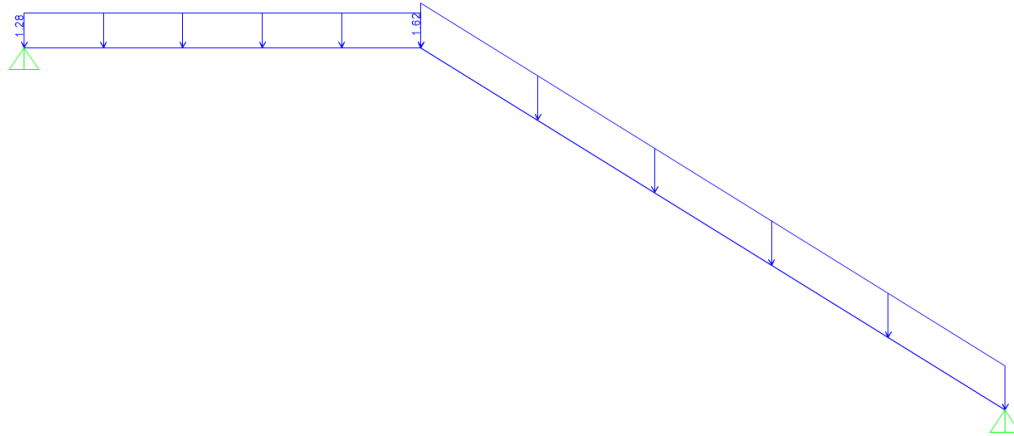


Figura 84: Modelo utilizado para el análisis de la escalera.
Fuente: Propia.

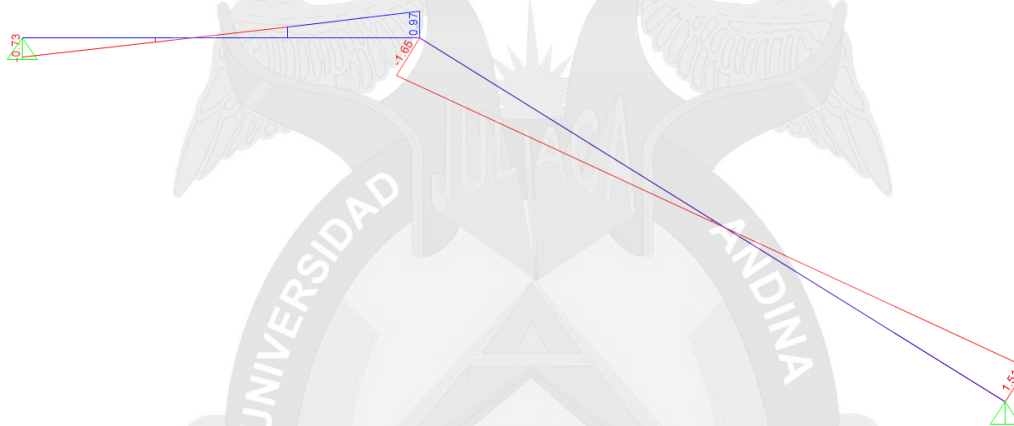


Figura 85: Diagrama de esfuerzo cortante.
Fuente: Propia.

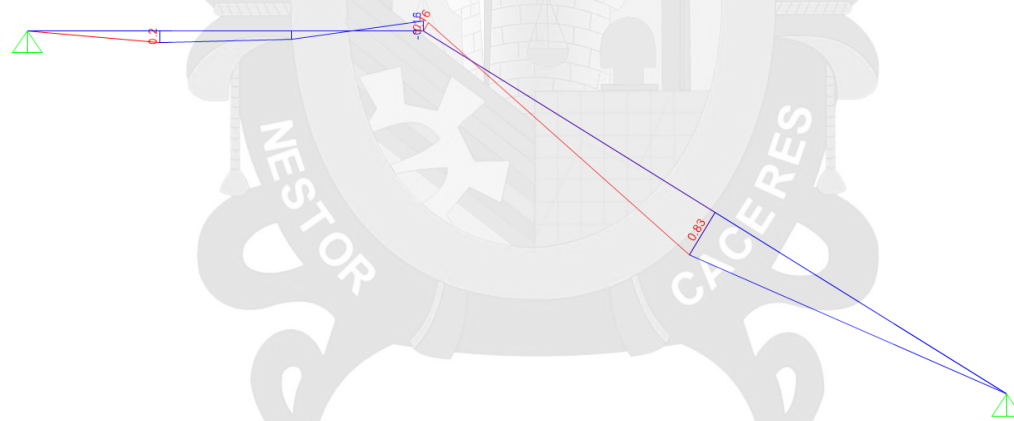


Figura 86: Diagrama de momento flector.
Fuente: Propia.

A. DISEÑO POR CORTE.

$$V_{Ud} \text{ de la cara} = 1.65tn$$

$$b = 100cm$$

$$d = 14cm$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b w \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 14 = 10.75 \text{ tn}$$

Por lo tanto, se comprueba que:

$$V_c > \frac{V_u}{\phi}$$

B. DISEÑO POR FLEXION.

Momento positivo:

$$M_u^+ = 0.83 \text{ tn} \cdot \text{m}.$$

$$b = 100 \text{ cm}.$$

$$d = 14 \text{ cm}.$$

$$A_s = 1.59 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ colocado} = \emptyset 3/8" @ 0.25 \text{ m}.$$

Para el refuerzo perpendicular:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 14 \times 100 = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 4 \emptyset 3/8"$$

Para el diseño del descanso, predomina el acero mínimo por flexión para losas:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = \emptyset 3/8" @ 0.25 \text{ m}.$$

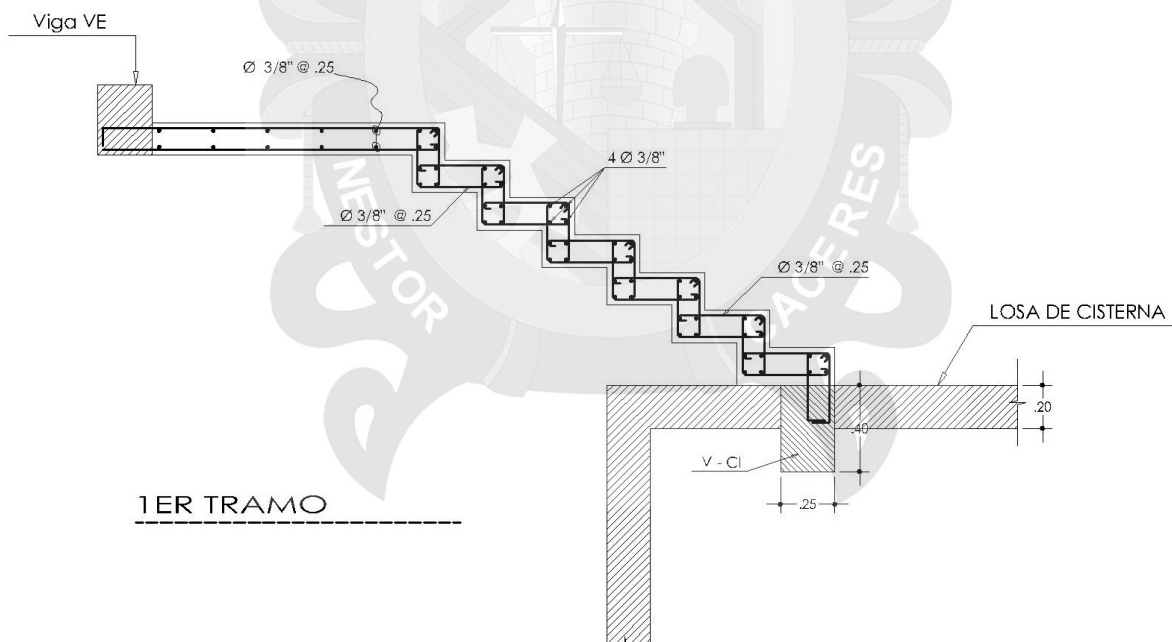


Figura 87: Diseño final del 1^{er} tramo escalera.
Fuente: Propia.

4.4.8. DISEÑO DE CISTERNA, TANQUE ELEVADO.

La cisterna y el tanque elevado son elementos estructurales que sirven para el almacenamiento de líquidos en nuestro caso de agua potable para los diversos usos de la edificación.

4.4.8.1. DISEÑO DE CISTERNA

4.4.8.1.1. DISEÑO DE LA TAPA

- CARGA MUERTA

Peso propio losa: $0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ tn/m}^2$.

Piso terminado: $= 0.10 \text{ tn/m}^2$.

Cm $= 0.58 \text{ tn/m}^2$.

- CARGA VIVA

Sobrecarga: $= 0.20 \text{ tn/m}^2$.

Cv $= 0.20 \text{ tn/m}^2$.

- CARGA ÚLTIMA

$W_u = 1.4 \times C_m + 1.7 \times C_v$

$W_u = 1.4 \times 0.58 + 1.7 \times 0.20$

$W_u = 1.15 \text{ tn/m}$.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

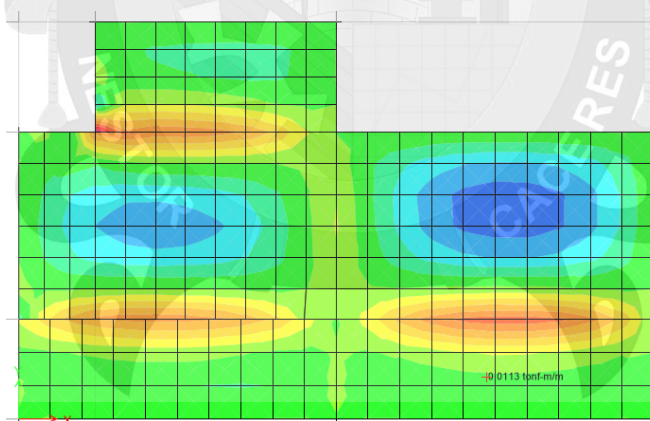


Figura 88: Diagrama de Momento Flector de la Tapa de la Cisterna.

Fuente: Propia.

$M_u^+ = 0.38 \text{ tn} \cdot \text{m}$.

$A_s^+ = 0.59 \text{ cm}^2$.

$A_{s\min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$.

$S_{\max} = 3t = 60 \text{ cm}$. $S \leq 40 \text{ cm}$.

Para ambas direcciones tomamos en cuenta el mayor diseño $As^+=3.60 \text{ cm}^2$.

Entonces: **Malla Ø 3/8"@0.25m en ambas direcciones (2 capas).**

B. DISEÑO POR CORTE.

Las fuerzas cortantes sobre el muro y el techo de la cisterna deben ser menores que la resistencia al corte del concreto. Para la verificación se toma el caso más desfavorable:

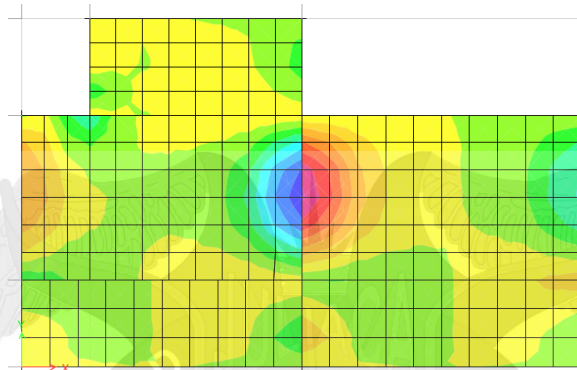


Figura 89: Diagrama de Esfuerzo Cortante de la Tapa de la Cisterna.
Fuente: Propia.

$$V_u = 0.81 \text{ tn.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 13.06 \text{ tn}$$

$$V_c \geq \frac{V_u}{\phi} \rightarrow \text{Cumple.}$$

4.4.8.1.2. DISEÑO DE LOSA DE FONDO.

En la losa de fondo se usará:

$$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2.$$

$$S_{\max} = 3t = 60 \text{ cm.} \quad S \leq 40 \text{ cm.}$$

Entonces: **Malla Ø 3/8"@0.25m en ambas direcciones (2 capas).**

4.4.8.1.3. DISEÑO DE LA PARED.

Para el diseño de una franja vertical tomaremos una franja vertical por un metro de ancho.

El caso más desfavorable en el análisis de cargas se esquematiza en el CASO B (cisterna vacía):

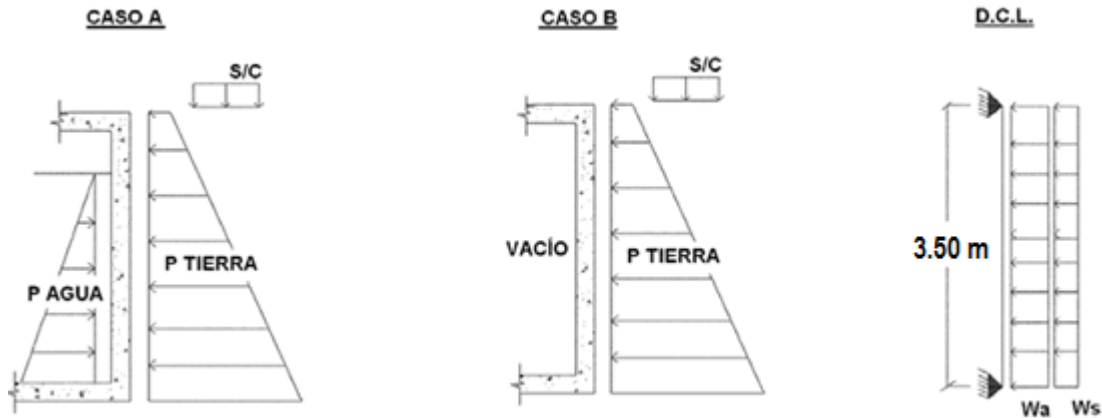


Figura 90: Modelo analítico de pared de la cisterna.
Fuente: Propia.

El metrado mas critico es cuando el tanque está vacío y solo actúa la presión del suelo y la sobrecarga.

Al empuje activo por el peso del suelo sobre las paredes de la cisterna (W_a), se le añade la sobrecarga (W_s) presente sobre la tapa de la cisterna que sirve también como rampa de acceso hacia a las escaleras.

Se considera el empuje del suelo ($\gamma=1900\text{kg/m}^3$ y $\phi = 27.42$).

Suelo:

$$\text{Empuje} = W_a + W_s$$

$$\text{Empuje} = 0.65 \times (0.33 \times 3.50 \times 1.90) + 0.33 \times (0.20)$$

$$\text{Empuje ultimo} = 1.7 \times 1.492 = 2.537\text{tn/m}.$$

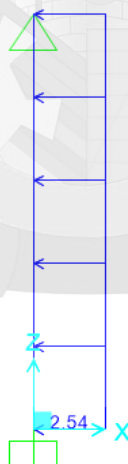


Figura 91: Modelo para el Análisis Estructural de Pared de la Cisterna.
Fuente: Propia.

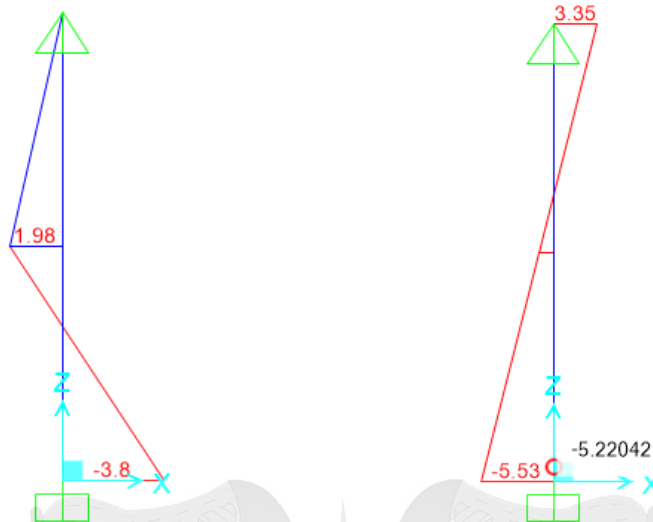


Figura 92: Diagrama de Momentos y Cortantes Últimos de Pared de la Cisterna.
Fuente: Propia.

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

$$M_u = 3.8 \text{ tn} \cdot \text{m}.$$

$$A_s = 6.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2.$$

$$S_{\max} = 3t = 60 \text{ cm}. \quad S \leq 40 \text{ cm}.$$

Entonces: **Malla Ø 3/8" @ 0.25m en ambas direcciones (2 capas).**

B. DISEÑO POR CORTE.

$$V_u = 5.53 \text{ tn}.$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 13.06 \text{ tn}$$

$$V_c \geq \frac{V_u}{\phi} \rightarrow \text{Cumple.}$$

4.4.8.2. DISEÑO DE TANQUE ELEVADO.

4.4.8.2.1. DISEÑO DE LA TAPA.

- CARGA MUERTA:

$$\text{Peso propio losa: } 0.15 \times 2.4 = 0.36 \text{ tn/m}^2.$$

$$C_m = 0.36 \text{ tn/m}^2.$$

- CARGA VIVA:

$$\text{Sobrecarga: } = 0.10 \text{ tn/m}^2.$$

$$C_v = 0.10 \text{ tn/m}^2.$$

- CARGA ÚLTIMA:

$$W_u = 1.4 \times C_m + 1.7 \times C_v$$

$$W_u = 1.4 \times 0.36 + 1.7 \times 0.10$$

$$W_u = 0.674 \text{ tn/m.}$$

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

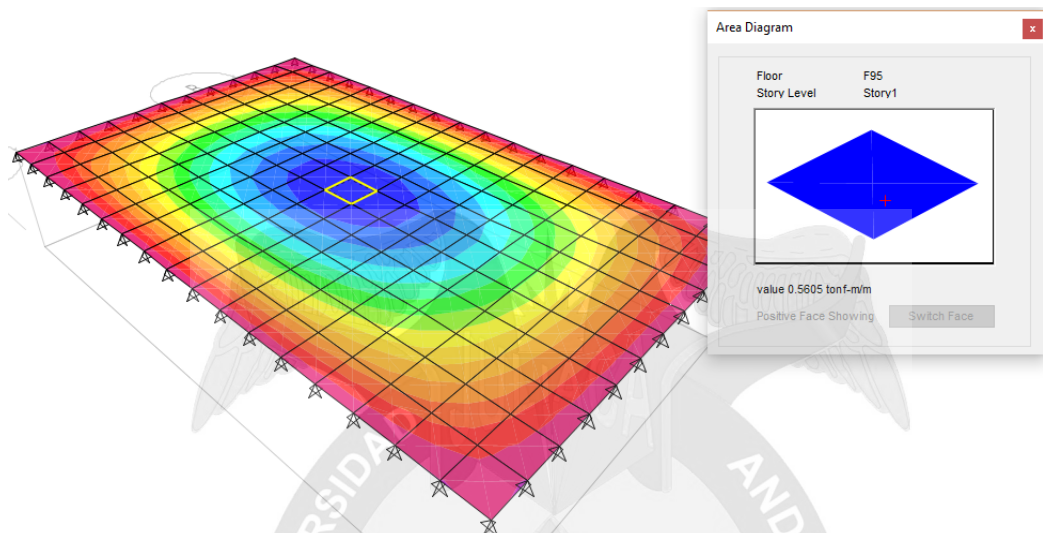


Figura 93: Diagrama de Momento Flector de la Tapa del Tanque Elevado.
Fuente: Propia.

$$M_u^+ = 0.56 \text{ tn} \cdot \text{m.}$$

$$A_s^+ = 1.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2.$$

$$S_{\max} = 3t = 45 \text{ cm.} \quad S \leq 40 \text{ cm.}$$

Para ambas direcciones tomamos en cuenta el mayor diseño $A_s^+ = 2.70 \text{ cm}^2$.

Entonces: **Malla Ø 3/8" @ 0.25m en ambas direcciones (2 capas).**

B. DISEÑO POR CORTE.

Las fuerzas cortantes sobre el muro y el techo de la cisterna deben ser menores que la resistencia al corte del concreto. Para la verificación se toma el caso más desfavorable:

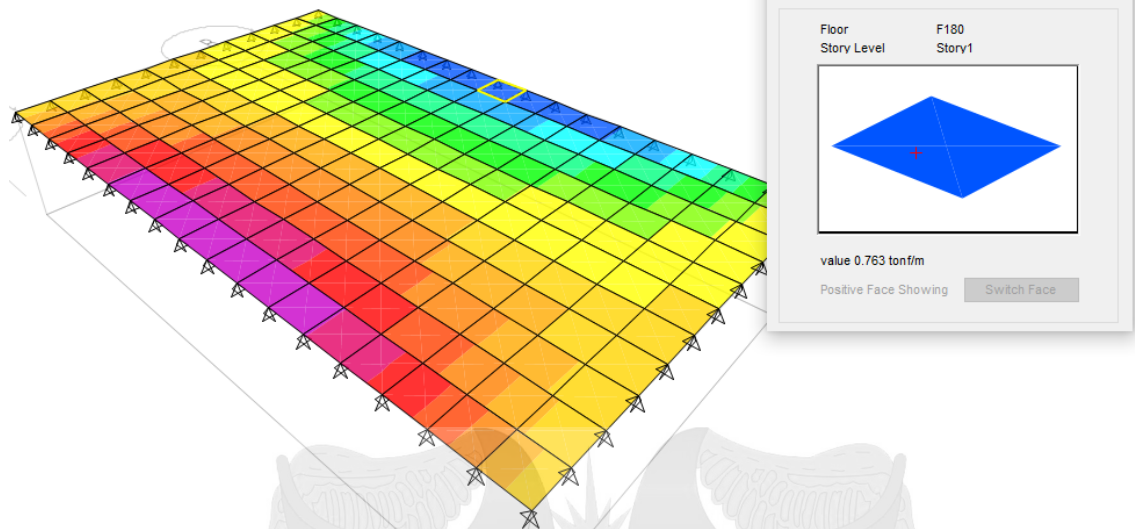


Figura 94: Diagrama de Fuerza Cortante de la Tapa del Tanque Elevado.
Fuente: Propia.

$$V_u = 0.76 \text{ tn.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 9.22 \text{ tn}$$

$$V_c \geq \frac{V_u}{\phi} \rightarrow \text{Cumple.}$$

4.4.8.2.2. DISEÑO DE LOSA DE FONDO.

- CARGA MUERTA:

Peso propio losa: $0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ tn/m}^2$.

Piso terminado: $= 0.10 \text{ tn/m}^2$.

Peso del agua: $1.35 \times 1.0 = 0.36 \text{ tn/m}^2$.

Cm **= 1.93 tn/m².**

- CARGA ÚLTIMA:

$$W_u = 1.4 \times C_m$$

$$W_u = 1.4 \times 1.93$$

$$W_u = 2.70 \text{ tn/m.}$$

A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

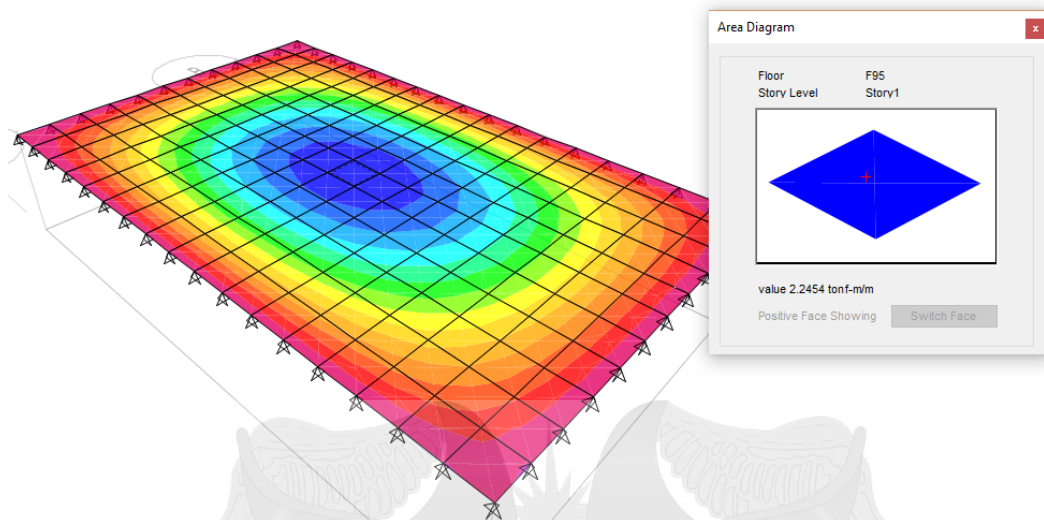


Figura 95: Diagrama de momento flector de losa de fondo del tanque elevado.
Fuente: Propia.

$$Mu^+ = 2.25tn \cdot m.$$

$$As^+ = 5.23cm^2.$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70cm^2.$$

$$S_{max} = 3t = 45cm. \quad S \leq 40cm.$$

Para ambas direcciones tomamos en cuenta el mayor diseño $As^+ = 5.23cm^2$.

Entonces: **Malla Ø 3/8" @ 0.25m en ambas direcciones (2 capas).**

B. DISEÑO POR CORTE.

Las fuerzas cortantes sobre el muro y el techo de la cisterna deben ser menores que la resistencia al corte del concreto. Para la verificación se toma el caso más desfavorable:

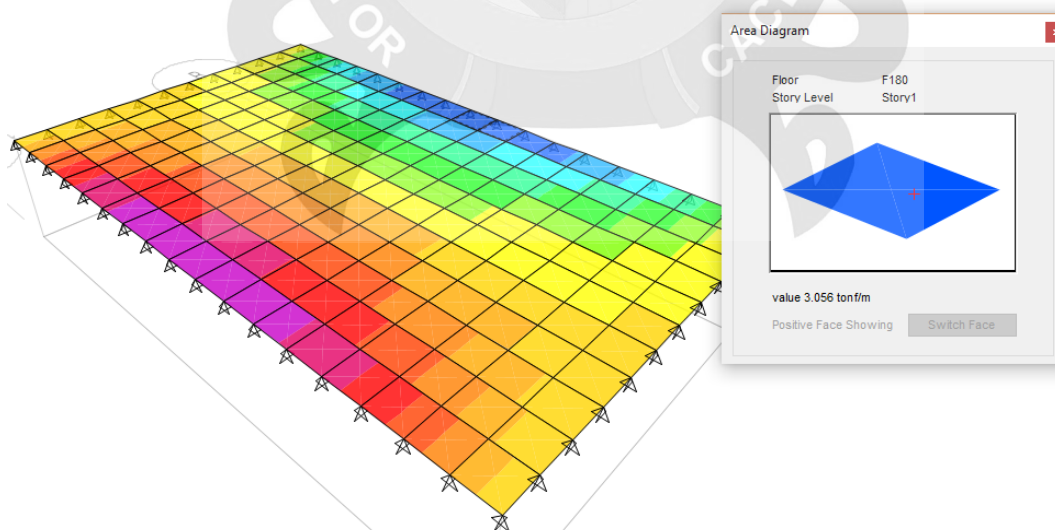


Figura 96: Diagrama de fuerza cortante de losa de fondo del tanque elevado.
Fuente: Propia.

$$V_u = 3.01 \text{ tn.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 13.06 \text{ tn}$$

$$V_c \geq \frac{V_u}{\phi} \rightarrow \text{Cumple.}$$

4.4.8.2.3. DISEÑO DE LA PARED.

La losa trabajara en una dirección de manera que tomara una franja vertical. El metrado de cargas por m de la presión del agua es:

$$\text{Empuje: } \gamma \times h = 1.0 \times 1.0 \times 1.35 = 1.35 \text{ tn/m.}$$

$$\text{Empuje ultimo} = 1.7 \times 1.35 = 2.30 \text{ tn/m.}$$

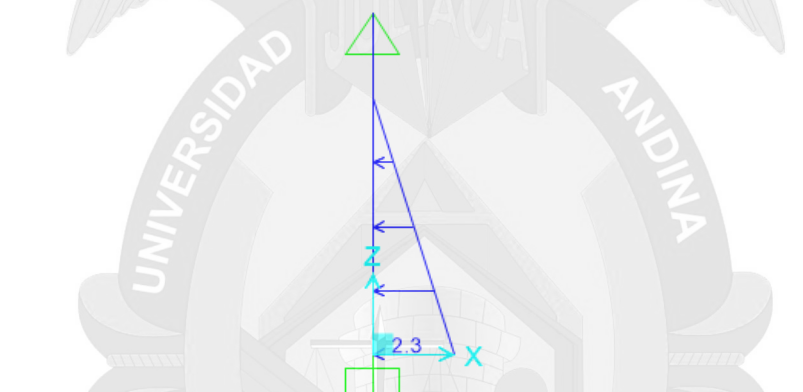


Figura 97: Modelo para el análisis estructural de pared del tanque elevado.
Fuente: Propia.

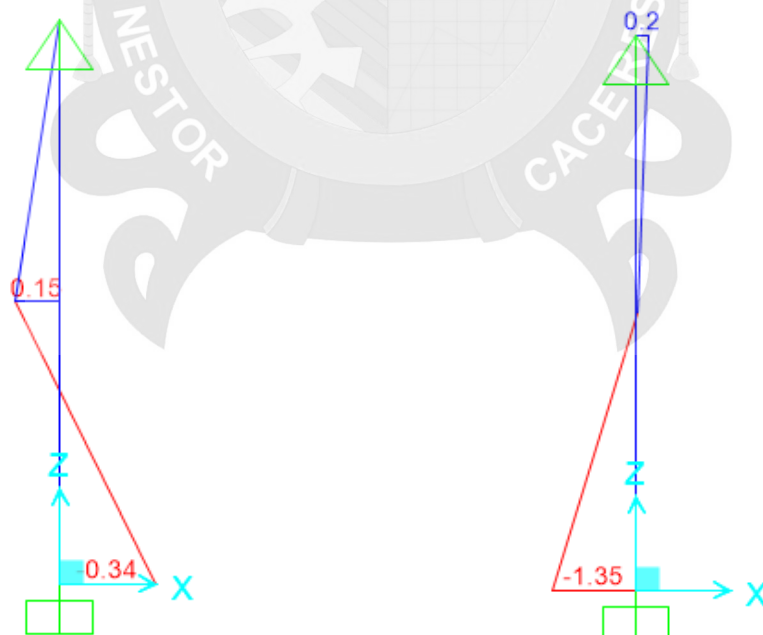


Figura 98: Diagrama de momentos y cortantes últimos de pared del tanque elevado.
Fuente: Propia.



A. DISEÑO POR FLEXIÓN.

$$M_u = 0.34 \text{ tn} \cdot \text{m}.$$

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2.$$

$$S_{\max} = 3t = 45 \text{ cm}. \quad S \leq 40 \text{ cm}.$$

Entonces: **Malla Ø 3/8" @ 0.25m en ambas direcciones (2 capas).**

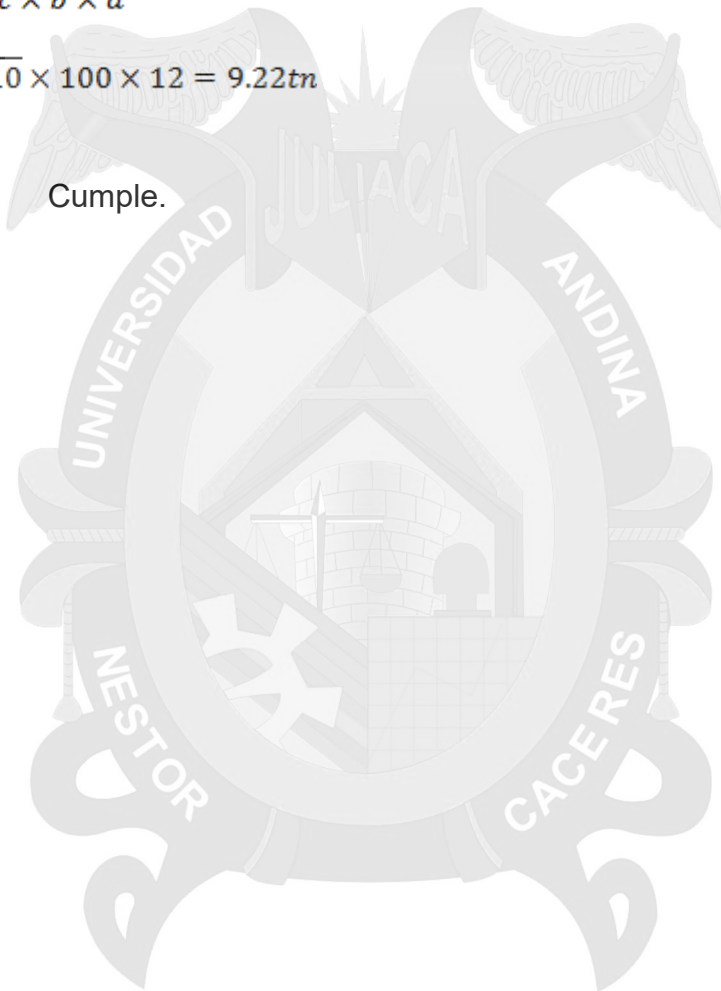
B. DISEÑO POR CORTE.

$$V_u = 1.35 \text{ tn}.$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 9.22 \text{ tn}$$

$$V_c \geq \frac{V_u}{\phi} \rightarrow \text{Cumple.}$$



CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DIAFRAGMAS PROPUESTOS EN LA EDIFICACIÓN.

5.1. ANÁLISIS DE RESISTENCIA.

5.1.1. ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES.

La resistencia de una estructura está dada por la máxima carga, generalmente expresada a través del esfuerzo de corte en la base, que ésta puede soportar bajo la combinación de cargas verticales y horizontales.

Para evitar una pronta incursión en el rango de comportamiento inelástico, los elementos estructurales deben poseer la resistencia suficiente como para soportar las acciones internas (momentos, cortes, axiales) que se generan durante la respuesta dinámica del edificio. Más adelante se verán diferentes niveles de resistencia que es necesario distinguir para las diferentes etapas del proceso de diseño.

- **Análisis de esfuerzos y deformaciones de los dos tipos de diafragmas (losas aligeradas).**

Con la ayuda del software ETABS (*análisis de edificaciones*), determinaremos los desplazamientos y fuerzas internas que actúan en la edificación con losas tradicionales y edificación con losas compuestas con viguetas pretensadas.

A. LOSAS TRADICIONALES.

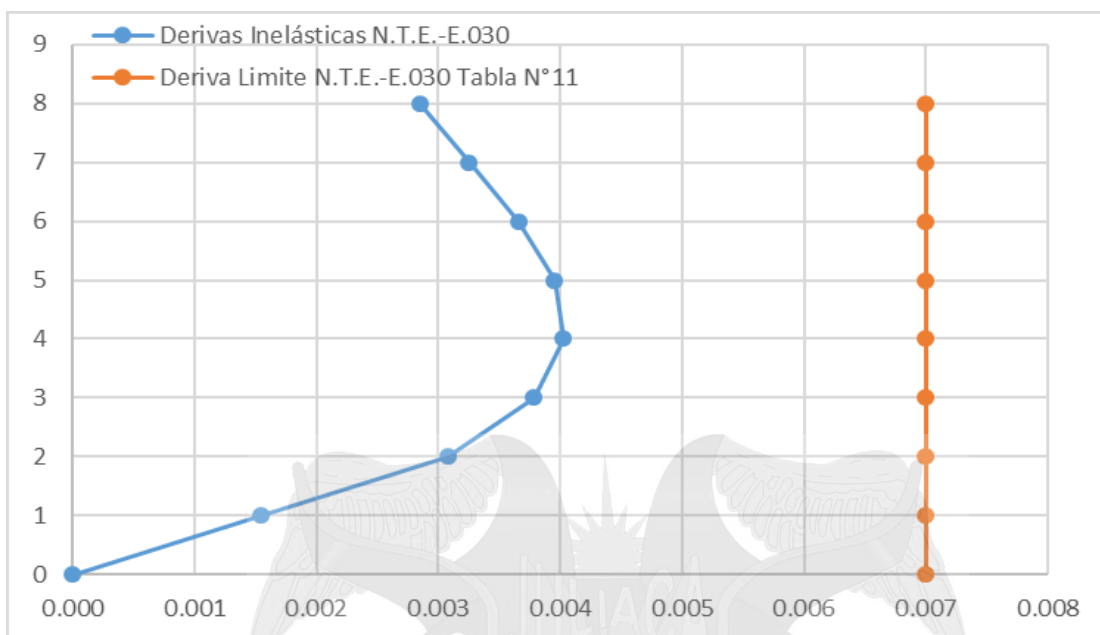


Figura 99: Derivas inelásticas Sismo X – L.T.
Fuente: Propia.

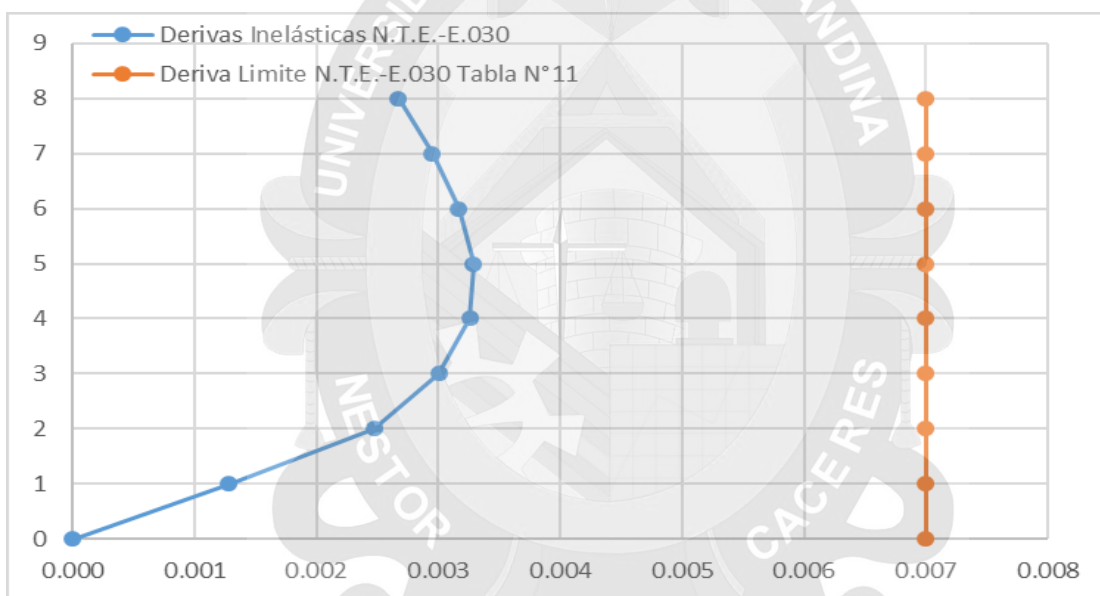


Figura 100: Derivas inelásticas Sismo Y – L.T.
Fuente: Propia.

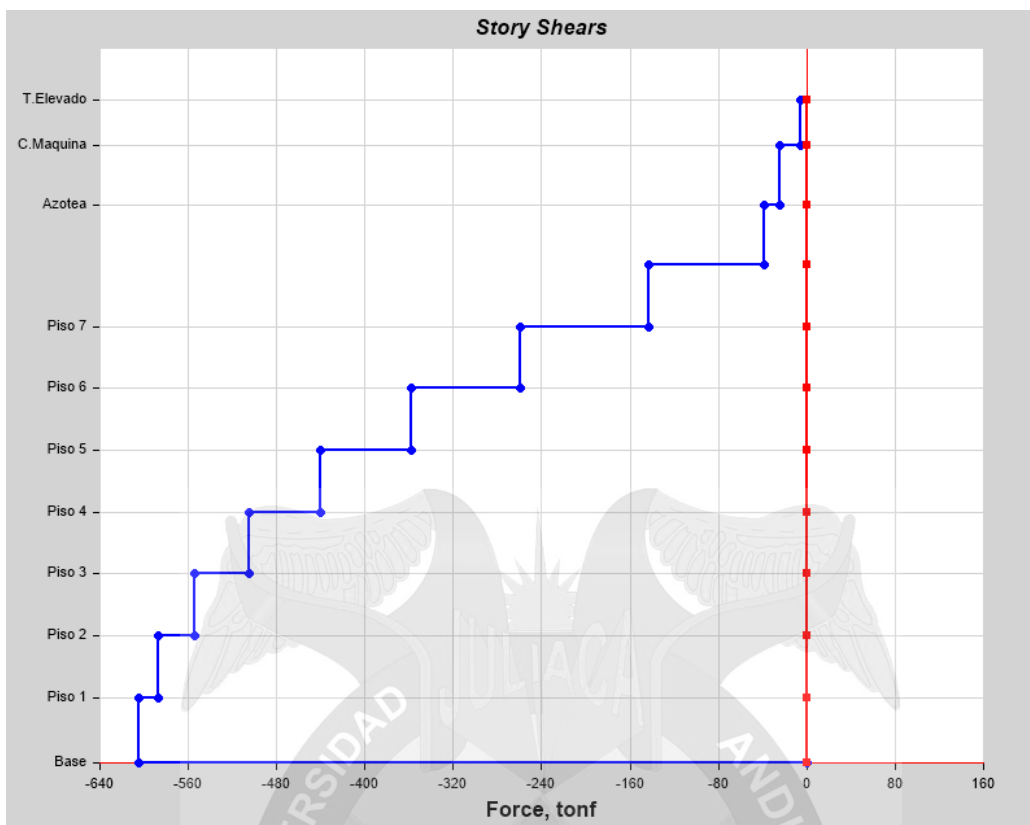


Figura 101: Cortante basal en el sentido X – L.T.
Fuente: Propia.

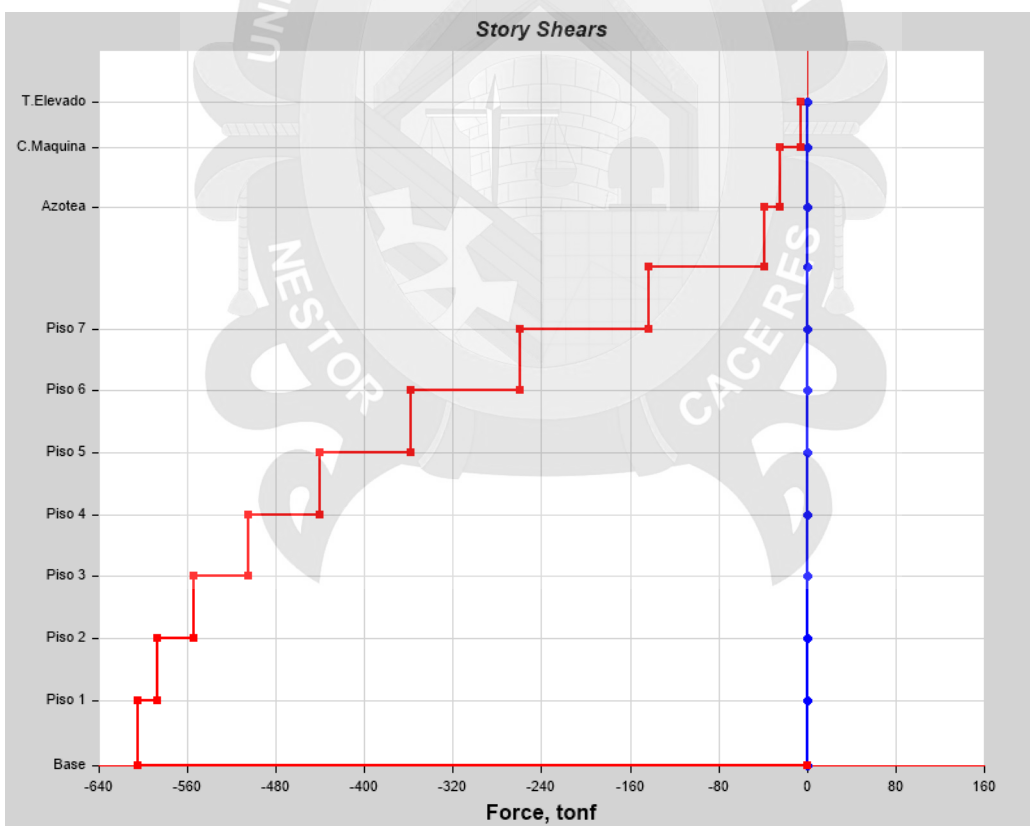


Figura 102: Cortante basal en el sentido Y - L.T.
Fuente: Propia.

Tabla 59: Modos de vibración - L.T.

LOSA TRADICIONAL				
Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.46	27.34	0.01	47.34
2	0.39	6.12	62.29	4.04
3	0.38	39.35	10.21	23.48
4	0.13	6.48	0.07	7.59
5	0.11	1.46	13.79	0.60
6	0.11	6.23	2.19	6.16
7	0.06	4.11	0.32	0.70
8	0.06	0.61	3.94	0.07
9	0.06	0.22	0.18	4.39
10	0.04	0.81	2.23	0.00
11	0.04	2.75	0.56	0.17
12	0.04	0.03	0.01	2.10
13	0.03	0.22	0.00	0.52
14	0.03	0.01	1.87	0.00
15	0.03	1.94	0.01	0.36
16	0.03	0.21	0.00	1.16
17	0.02	0.00	1.11	0.00
18	0.02	0.85	0.01	0.18
19	0.02	0.16	0.00	0.56
20	0.02	0.20	0.02	0.06
21	0.02	0.00	0.65	0.00
22	0.02	0.07	0.00	0.28
23	0.02	0.50	0.00	0.10
24	0.01	0.00	0.37	0.00

Fuente: Propia.

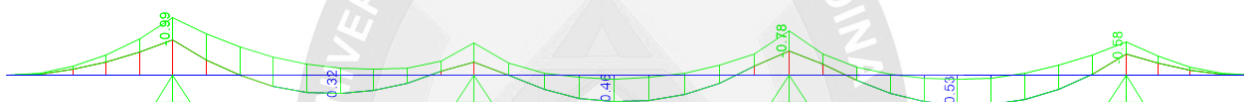


Figura 103: Envolvente de momento flector – L.T.

Fuente: Propia.

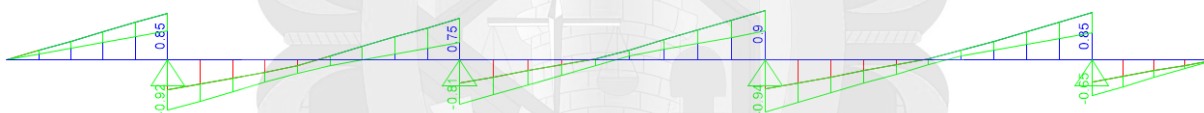


Figura 104: Envolvente de esfuerzo cortante – L.T.

Fuente: Propia.

B. LOSAS COMPUESTA.

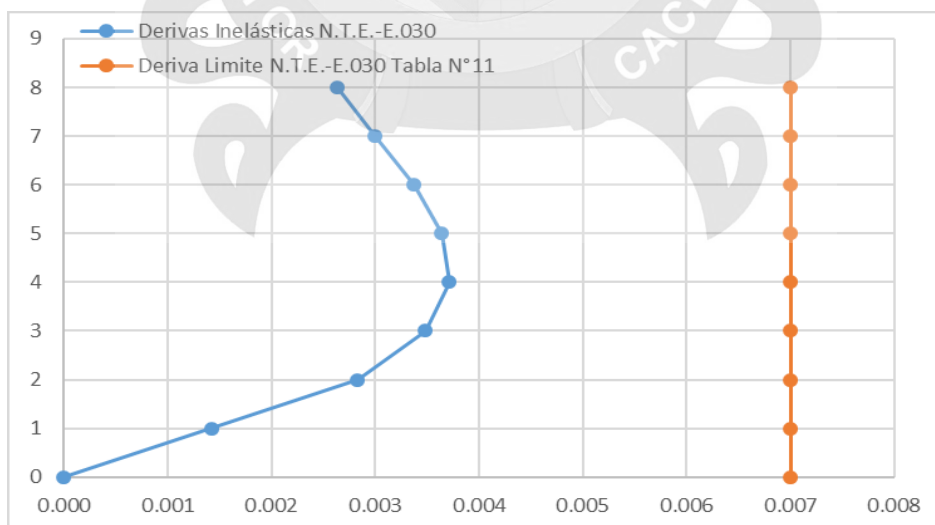


Figura 105: Derivas inelásticas sismo X – L.C.

Fuente: Propia.

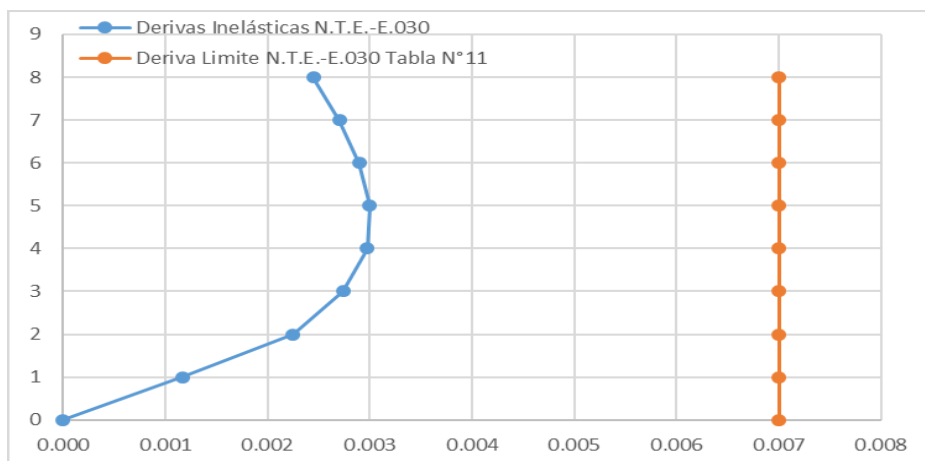


Figura 106: Derivas inelásticas sismo Y - L.C.

Fuente: Propia.

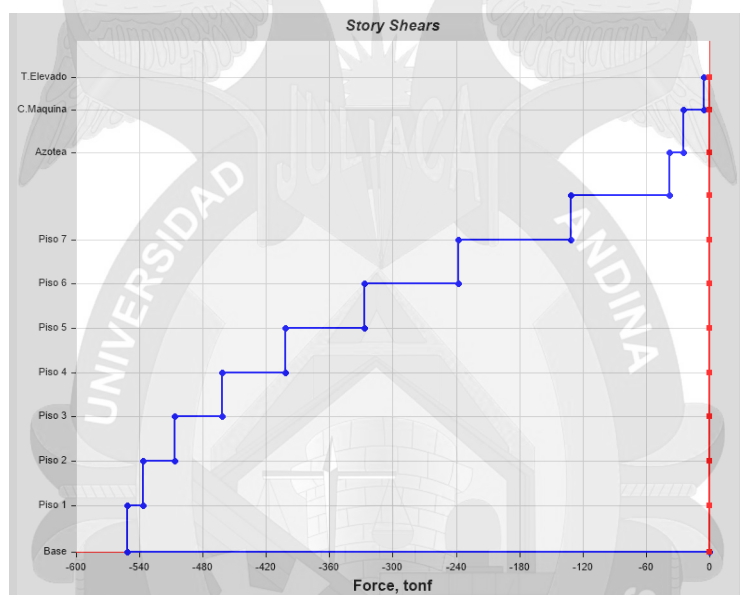


Figura 107: Cortante basal en el sentido Y - L.C.

Fuente: Propia.

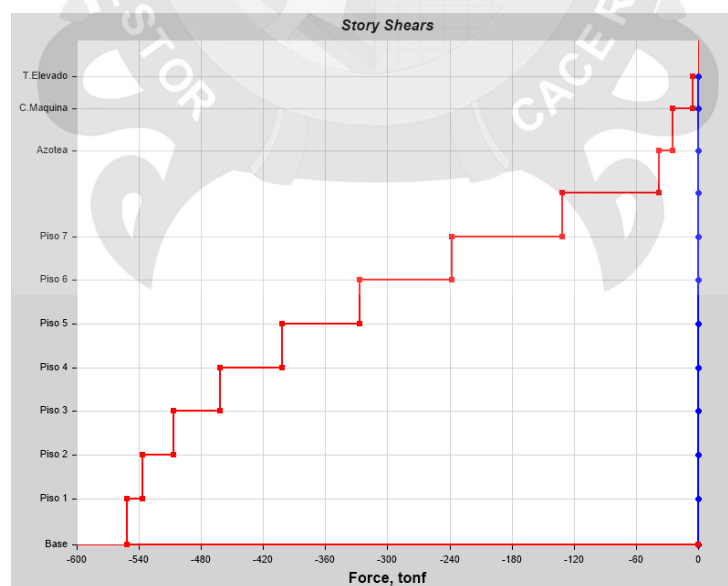


Figura 108: Cortante basal en el sentido Y - L.C.

Fuente: Propia.

Tabla 60: Modos de vibración – L.C.

LOSA COMPUESTA				
Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.44	27.99	0.00	46.62
2	0.38	6.69	61.08	4.50
3	0.37	37.95	11.26	23.70
4	0.12	6.94	0.10	7.10
5	0.11	1.57	13.50	0.71
6	0.11	5.58	2.42	6.54
7	0.06	4.34	0.40	0.42
8	0.06	0.66	3.95	0.10
9	0.06	0.09	0.17	4.64
10	0.04	0.77	2.37	0.00
11	0.04	2.85	0.55	0.16
12	0.04	0.00	0.02	1.74
13	0.03	0.27	0.00	0.92
14	0.03	0.01	1.88	0.00
15	0.03	1.94	0.01	0.36
16	0.02	0.21	0.00	1.15
17	0.02	0.01	1.10	0.00
18	0.02	0.63	0.02	0.15
19	0.02	0.22	0.00	0.51
20	0.02	0.37	0.01	0.14
21	0.02	0.00	0.65	0.00
22	0.02	0.06	0.00	0.28
23	0.02	0.51	0.00	0.09
24	0.01	0.00	0.36	0.00

Fuente: Propia.

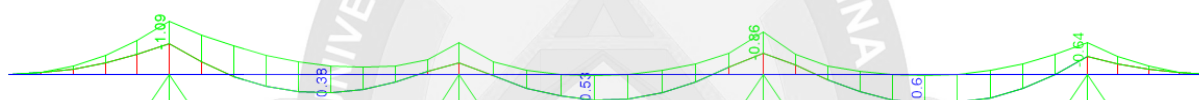


Figura 109: Envelope de momento flector – L.C.

Fuente: Propia.

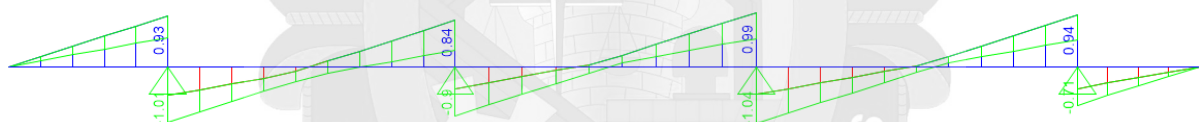


Figura 110: Envelope de esfuerzo cortante – L.C.

Fuente: Propia.

Resumen de esfuerzos y deformaciones.

RESISTENCIA Y/O DEFORMACIONES					
TIPO DE DIAFRAGMA		EDIFICACION CON LOSA TRADICIONAL		EDIFICACION CON LOSA COMPUESTA	
		Direc. X	Direc. Y	Direc. X	Direc. Y
PESO SISMICO		3604.87tn	3604.87tn	3290.12tn	3290.12tn
CORTANTE BASAL		604.57tn	604.57tn	551.68tn	551.78tn
DESPLAZAMIENTOS EN EL 8vo NIVEL	E	13.27mm	15.30mm	12.17mm	14.03mm
	D	15.07mm	12.76mm	13.89mm	11.65mm
ESFUERZOS MAXIMOS EN LOSAS (envolvente)	V	0.94tn		1.04tn	
	M	0.99tn.m		1.09tn.m	

5.2. EVALUACIÓN DE COSTOS.

El análisis de costos de los dos diafragmas rígidos se realizó teniendo en cuenta los ocho niveles de la edificación de concreto armado, implica la determinación

exacta de los componentes principales; los costos de materiales, mano de obra y equipo a utilizar para la construcción de la misma.

A continuación, se da en conocimiento el análisis para determinar los componentes principales del costo en cualquier obra civil.

- **Materiales:**

Para cuantificar la cantidad de materiales se analiza cada elemento por separado, el proceso de análisis es básicamente la descomposición de cada uno de los elementos en sus materias primas.

- **Mano de obra:**

Este análisis está basado principalmente en los rendimientos, se puede definir como la cantidad de unidades iguales que un obrero puede hacer en un periodo fijo o alternativamente el tiempo que se requiere de un obrero para hacer una actividad de obra.

- **Equipos y herramientas:**

El costo en equipos y herramientas será determinado por el tipo de actividad que se realizará y el tiempo requerido para desarrollarla.

- **PRESUPUESTO DE LOS DOS TIPOS DE DIAFRAGMAS.**

Con la ayuda del software S-10(*costos y presupuestos*), determinaremos el presupuesto para la losa tradicional y losa compuesta con viguetas pretensadas teniendo en consideración los 8 niveles de la edificación de concreto armado.

PRESUPUESTO DE LOSA TRADICIONAL

S10					Página	1
Presupuesto						
Presupuesto	0102006	CONSTRUCCION DE LOSA TRADICIONAL				
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS				
Cliente	CHAMBI TICONA, MILTON JUAN				Costo al	09/11/2016
Lugar	PUNO - SAN ROMAN - JULIACA					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
01	CONSTRUCCION DE LOSA TRADICIONAL				390,841.46	
01.01	CONCRETO ARMADO				390,841.46	
01.01.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	2,591.35	47.62	123,400.09	
01.01.02	LADRILLO HUECO DE ARCILLA h=15 cm PARA TECHO ALIGERADO	pza	21,586.00	3.83	82,674.38	
01.01.03	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	kg	15,859.50	6.00	95,157.00	
01.01.04	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS f'c=210 kg/cm2	m3	233.25	384.18	89,609.99	
.....					
Costo Directo						390,841.46
SON : TRESCIENTOS NOVENTA MIL OCHOCIENTOS CUARENTIUNO Y 46/100 NUEVOS SOLES						

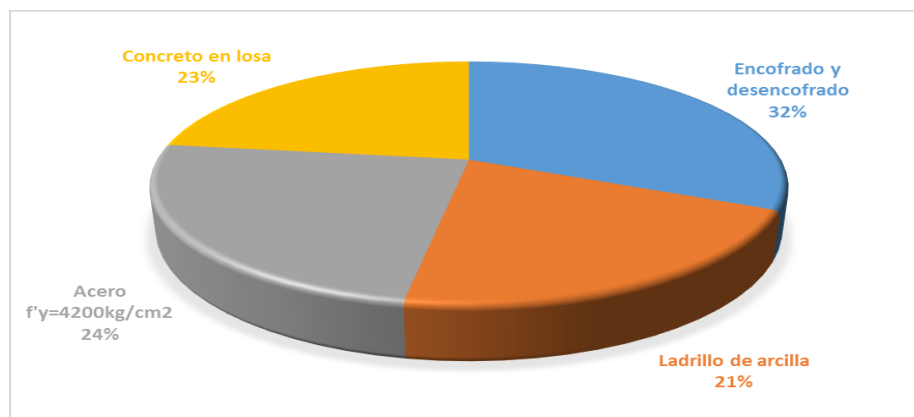


Figura 111: Incidencia de partidas en presupuesto – L.T.
Fuente: Propia.

PRESUPUESTO DE LOSA COMPUESTA

S10					Página	1
Presupuesto						
Presupuesto	0102005	CONSTRUCCION DE LOSA COMPUESTA				
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS				
Cliente	CHAMBI TICONA, MILTON JUAN				Costo al	18/10/2016
Lugar	PUNO - SAN ROMAN - JULIACA					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
01	CONSTRUCCION DE LOSA COMPUESTA				258,411.98	
01.01	CONCRETO ARMADO				258,411.98	
01.01.01	ENCOFRADO CON VIGUETAS FIRTH INCLUYE BOVEDILLAS DE POLIESTIRENO EN LOSAS ALIGERADAS	m2	2,591.35	20.63	53,459.55	
01.01.02	COLOCACION DE VIGUETAS PRETENSADAS	m	4,754.50	19.10	90,810.95	
01.01.03	ACERO DE TEMPERATURA CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	7,598.50	5.85	44,451.23	
01.01.04	CONCRETO LOSAS f'c= 210 kg/cm2	m3	181.40	384.18	69,690.25	
.....					
Costo Directo					258,411.98	
SON : DOSCIENTOS CINCUENTIOCHO MIL CUATROCIENTOS ONCE Y 98/100 NUEVOS SOLES						

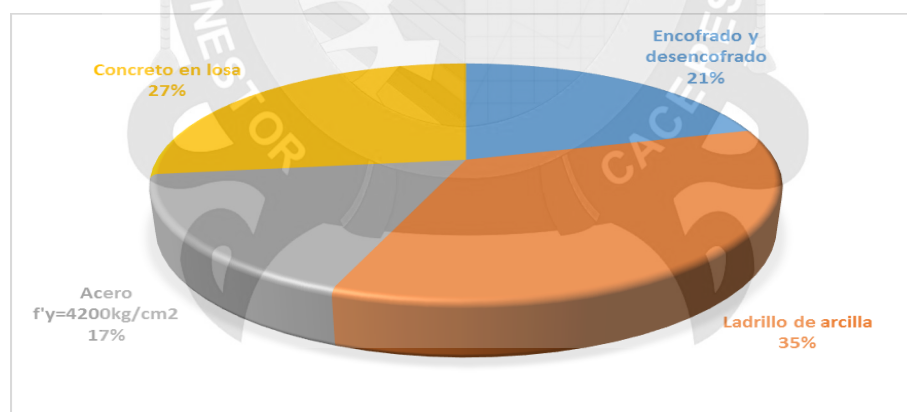


Figura 112: Incidencia de partidas en presupuesto – L.C.
Fuente: Propia.

5.3. EVALUACIÓN DE TIEMPO.

Son las actividades que se deben realizar en la edificación de ocho niveles; específicamente se trabajó con los diafragmas rígidos, en el orden que se correspondan al desarrollarse y como serán controladas.

- Planeamiento y control de la ejecución:

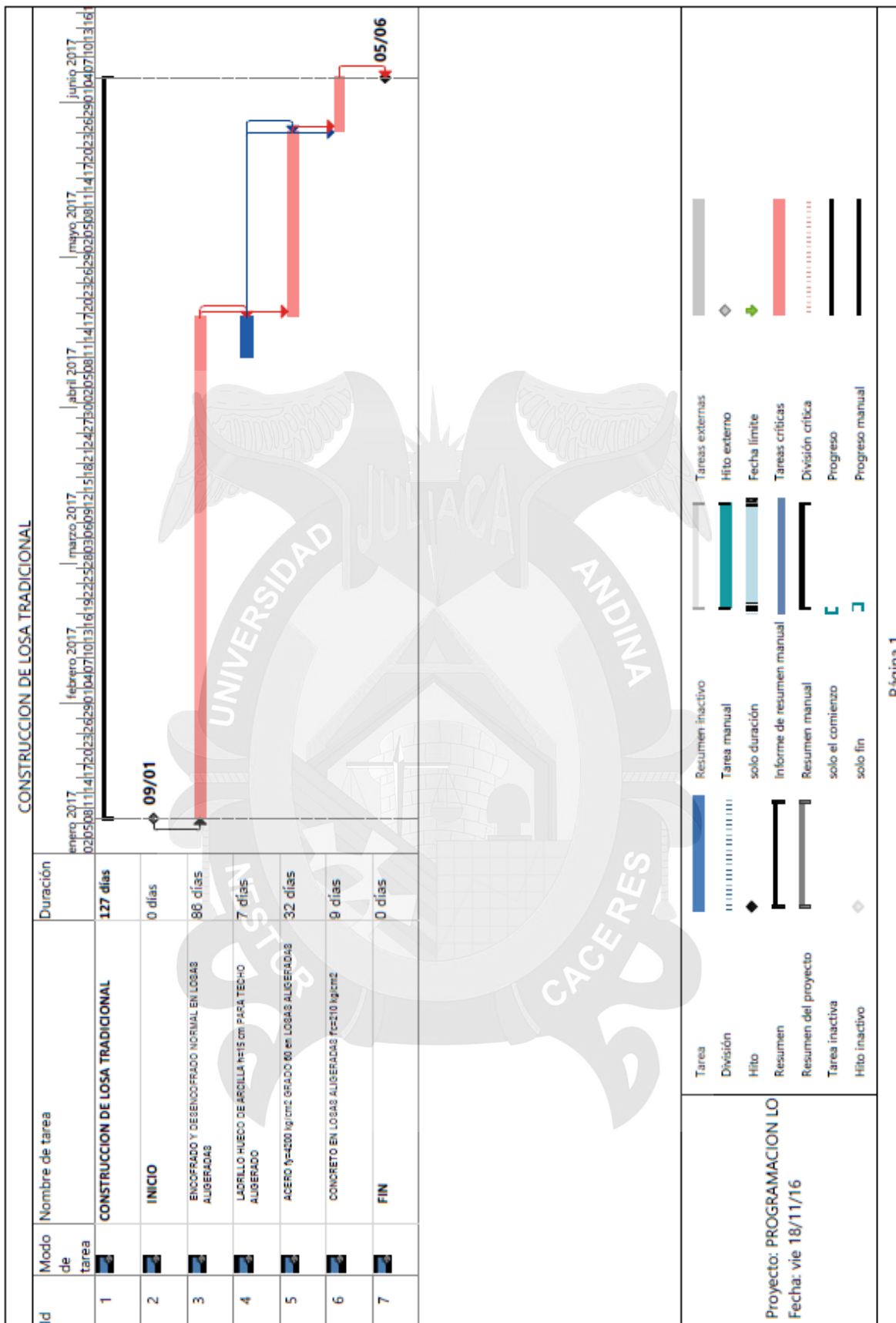
Establece la secuencia, la duración y los costos estimados dentro de los cuales se debe limitar cada una de las actividades, mientras que a través del seguimiento y control de la misma se logra el cumplimiento de las metas propuestas.

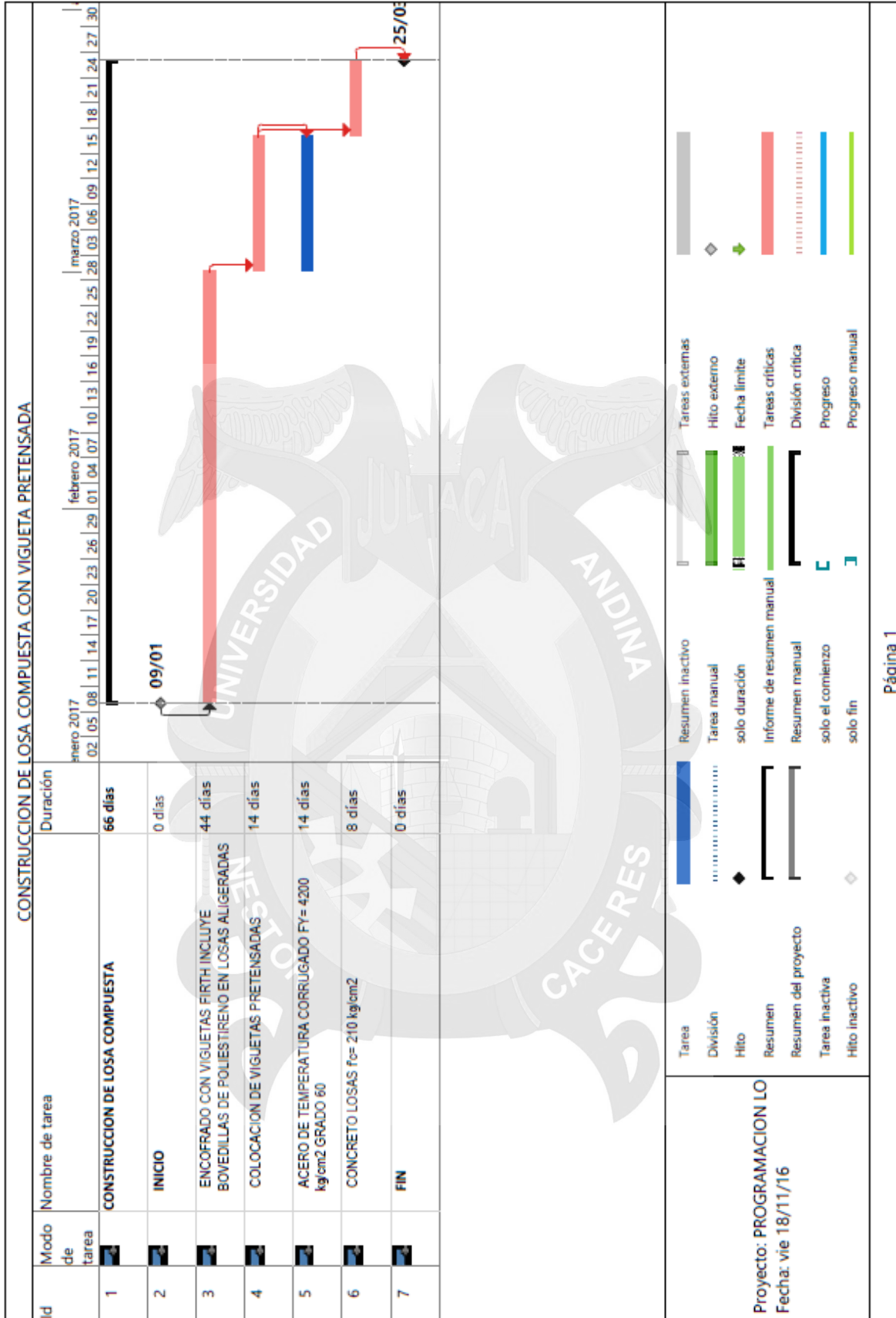
- Programación:

Es la determinación de los tiempos para las operaciones que abarcan el proyecto, la suma de los tiempos constituye el tiempo total de terminación. Además, la estimación de los tiempos puede determinarse en base a tres factores: la experiencia, la cantidad de trabajo a realizar y los recursos asignados (Banco Interamericano de Desarrollo, s.f., p.144).

▪ **TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LOS DOS TIPOS DE DIAFRAGMAS (*losas aligeradas*)**

Con la ayuda del software MS-PROJECT (*programación de obras*), realizaremos la programación y determinaremos el tiempo de ejecución para la losa tradicional y losa compuesta con viguetas pretensadas; solo considerando los ocho niveles que cuenta esta edificación de concreto armado.





5.4. EVALUACIÓN DEL MODELO PROPUESTO.

CUADRO DE ANALISIS COMPARATIVO									
TIPO DE GEOMETRIA	MODELO (A)		MODELO (B)		RESULTADOS	OBSERV.			
	TIPO DE DIAFRAGMA RIGIDO								
VERIFICACION DE DEFORMACIONES	LOSA TRADICIONAL		LOSA COMPUESTA						
	ΔDEFORMACIONES Y/O DESPLAZAMIENTOS								
	Δx	Δy	Deriva limite (C/A°)	Δx	Δy	Deriva limite (C/A°)			
	0.003	0.003	< 0.007	0.002	0.003	< 0.007			
VERIFICACION DE RESISTENCIA	COMPARACION ENTRE EL ESFUERZO CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR								
	E. CORTANTE		M. FLECTOR		E. CORTANTE				
	-0.94tn		-0.98tn.m		-1.04tn				
					M. FLECTOR				
EVALUACION DE PRESUPUESTO	PRESUPUESTO REALIZADA CON EL SOFTWARE S-10(costos y presupuestos)								
	- Encofrado s/. 123400.09		- Encofrado s/. 53459.55						
	- Ladrillo s/. 82674.38		- Colocación V. P. s/. 90810.95						
	- Acero s/. 95157.00		- Acero s/. 44451.23						
EVALUACION DE PROGRAMACION	- Concreto s/. 75188.14		- Concreto s/. 75417.05						
	Monto Total: s/. 376419.61		Monto Total: s/. 264138.78						
	PROGRAMACION REALIZADA CON EL SOFTWARE MS-PROJECT								
	- Encofrado Dias 173		- Encofrado Dias 44						
TIPO DE PROCESO CONSTRUCTIVO	- Ladrillo Dias 14		- Colocación V.P. Dias 14						
	- Acero Dias 64		- Acero Dias 31						
	- Concreto Dias 19		- Concreto Dias 15						
	Monto Total: Dias 80		Monto Total: Dias 52						
	IN-SITU		SEMI-INDUSTRIAL						
	CONSTRUCCION DE LA LOSA ALIGERADA								
TIPO DE MATERIALES Y CALIDAD	MATERIALES DIVERSOS TRADICIONALES/MATERIALES PREFABRICADOS								
	Bovedilla de Arcilla (ladrillo)		Bovedilla de Poliestireno						
	Acero Corrugado fy=4200kg/cm²		Acero Alta Resistencia fy=1800kg/cm²						
	Cemento (100%)		Cemento (78%)						
Agregados (100%)		Agregados (78%)							

CONCLUSIONES DEL CUADRO DE ANALISIS COMPARATIVO	NUMERO DE PARTICULARIDADES EVALUADAS		% DE SUPERIORIDAD DE MODELO "A"	% DE SUPERIORIDAD DE MODELO "B"
	Tipo de Geometría	1		
	Verificación de Deformaciones	1		X
	Verificación de Resistencia	1	X	
	Evaluación de Presupuesto	1		X
	Evaluación de Programación	1		X
	Tipo de Proceso Constructivo	1		X
	Tipo de Materiales y Calidad	1		X
	SUMA TOTAL	7	1	6
	% DE INCIDENCIA	100%	14.29%	85.71%

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1. CONCLUSIONES.

1. Del análisis comparativo de los dos tipos de diafragma rígido en investigación; se concluye que la losa compuesta con viguetas pretensadas, es la alternativa más óptima para ser construido en la edificación que se diseñó, con lo cual tenemos la elección correcta de la losa aligerada a construir tal como se detalla a continuación:

ANÁLISIS COMPARATIVO			
LOSA TRADICIONAL		LOSA COMPUESTA	
% DE INCIDENCIA	14.29%	% DE INCIDENCIA	85.71%

2. Del análisis de la variable Resistencia, se tiene el desenlace que ambas losas aligeradas tienen un comportamiento similar y aceptable en cuanto a la verificación de deformaciones y esfuerzos con la aplicación del software Etabs.

3. Del análisis de la variable de costo para los ocho niveles que cuenta la edificación, se concluye que la losa compuesta con viguetas pretensadas es más económica tal como se detalla a continuación:

PRESUPUESTO REALIZADO CON EL SOFTWARE S-10			
LOSA TRADICIONAL		LOSA COMPUESTA	
MONTO TOTAL:	S/.390841.46	MONTO TOTAL:	S/.258411.98

4. Del análisis de la variable tiempo; para la ejecución de los diafragmas rígidos de los ocho niveles que cuenta la edificación, se concluye que la duración de la ejecución es menor en la losa compuesta con viguetas pretensadas, tal como se detalla a continuación:

PRESUPUESTO REALIZADO CON EL SOFTWARE MS PROJECT			
LOSA TRADICIONAL		LOSA COMPUESTA	
DURACIÓN	127 Días	DURACIÓN	66 Días



6.2. RECOMENDACIONES.

1. Se recomienda plantear diversas estructuraciones para un mismo edificio con el fin de evaluarlos, comparar sus ventajas, desventajas y según ellos elegir la mejor alternativa, ello debido a que actualmente se encuentra con software sofisticado que lo permite llevar a cabo en un tiempo muy corto.
2. Existe una gran cantidad de programas para el diseño estructural que son muy simples de utilizar, sin embargo, así como son fáciles de usar es muy fácil de equivocarse por este motivo se recomienda que el usuario verifique sus resultados y también tenga pleno conocimiento de los algoritmos de cálculos que utiliza para el análisis estructural.
3. Con respecto a los costos se recomienda que se tenga una línea de costo por m^2 , que nos dará un índice para futuros presupuestos, además de la necesidad de tener índices de cantidades de acero por m^3 de concreto y a su vez también de encofrado por m^3 de concreto, esto nos permitirá verificar fácilmente si estamos o no errados en algunos de estos resultados de nuestro metrado.
4. Es importante contar con una mano de obra calificada y con experiencia, de tal manera que ante estructuras de gran envergadura como es el caso de nuestro proyecto; responda a los tiempos programados para su ejecución.



BIBLIOGRAFIA.

1. American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios*. Farmington Hills, U.S.A.: A.C.I.
2. Blanco Blasco, A. (1996). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: C.I.P.
3. Córdova Cano, M. (s.f.). *Apuntes del Curso de Concreto Armado II, Diseño Sismorresistente*. Juliaca, Perú.
4. Das, B. (2015). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. México: Cengage Learning.
5. Fernandez Chea, C. (s.f.). *Análisis y Diseño de Escaleras*. Lima, Perú.
6. Harmsen Gómez de la Torre, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima, Perú: P.U.C.P.
7. Hassoun, N., & Al-Manaseer, A. (2015). *Teoría y Diseño del Concreto Estructural*. New Jersey, U.S.A.: John Wiley.
8. Jiménez Montoya, P., García Meseguer, Á., & Morán Cabré, F. (2001). *Hormigon Armado*. Barcelona, España: Gustavo Gili.
9. McCormac, J., & Brown, R. (2015). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega.
10. Ministerio de Vivienda, Construcción y Sanamiento. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: Perú.
11. Morales Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: I.C.G.
12. Nilson, A. (2016). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.



13. Ortega García, J. (2015). *Concreto Armado I, Concreto Armado II*. Lima, Perú: Macro.
14. Oviedo Sarmiento, R. (2016). *Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: C.I.P.
15. Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Christchurch, Nueva Zelanda: Limusa.
16. Parker, H., & Ambrose, j. (2008). *Diseño Simplificado Concreto Reforzado*. México: Limusa Wiley.
17. Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural*. Barcelona, España: Reverte.
18. San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: P.U.C.P.
19. Wight, J., & McGregor, J. (2012). *Mecánica y Diseño del Concreto Reforzado*. New Jersey, U.S.A.: Pearson.
20. Wilson, E. (2008). *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*. California, U.S.A.: C.S.I.



ANEXOS.

1. Estudio de Suelos.
2. Planos de Arquitectura.
3. Planos de Estructuras.





ANEXO 1: ESTUDIO DE SUELOS.



OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : N° 1 - CALICATA N° 1

PROFUNDIDAD : 0.00 - 0.90 mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

**CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

SUELO HUMEDO + TARRO	gr	240.26
SUELO SECO + TARRO	gr	212.57
PESO DEL TARRO	gr	35.40
PESO DEL AGUA	gr	27.69
PESO DEL SUELO SECO	gr	177.17
HUMEDAD %	%	15.63

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

LÍMITE LÍQUIDO

TARRO N°		19	20
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	46.73	47.16
SUELO SECO + TARRO	gr	43.74	44.03
PESO DEL TARRO	gr	30.44	30.22
PESO DEL AGUA	gr	2.99	3.13
PESO DEL SUELO SECO	gr	13.30	13.81
HUMEDAD %	%	22.48	22.66
N° DE GOLPES		23	23

LÍMITE PLÁSTICO

	12	14
	12.17	12.39
	11.23	11.42
	6.27	6.31
	0.94	0.97
	4.96	5.11
	18.95	18.98

LÍMITE LÍQUIDO %	:	22.35	LÍMITE PLÁSTICO %	:	18.97
-------------------------	---	--------------	--------------------------	---	--------------

ÍNDICE PLÁSTICO %	:	03.38
--------------------------	---	--------------

LL = $W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA

UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Laboratorio
M. S. C. A.
JEFATURA

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

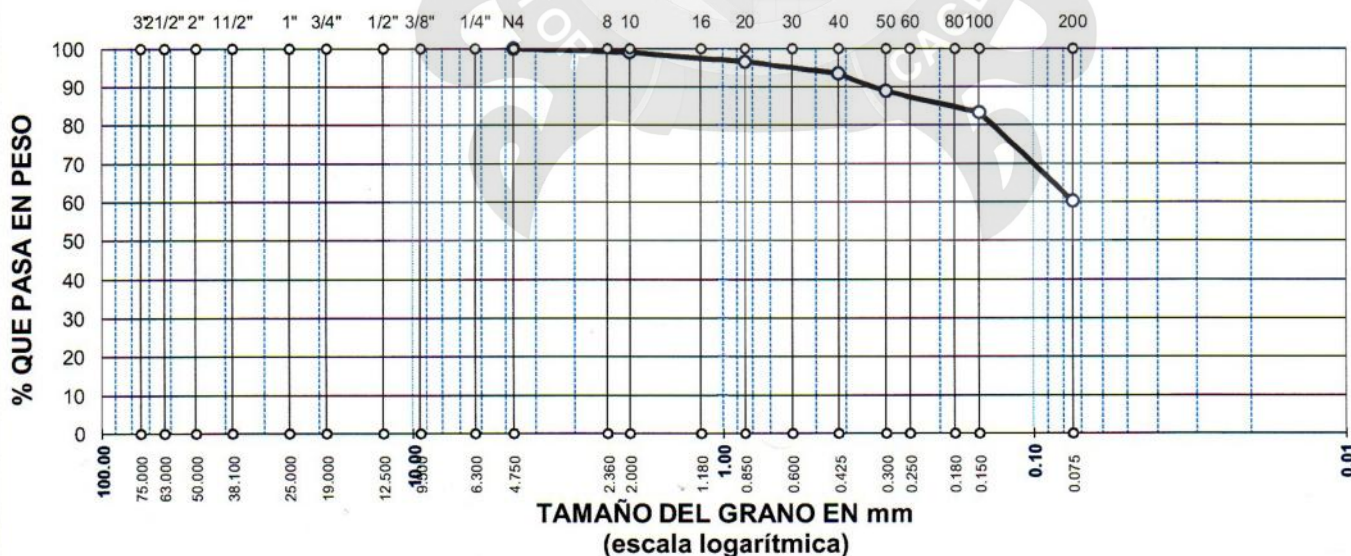
MUESTRA : N° 1 - CALICATA N° 1

PROFUNDIDAD : 0.00 - 0.90 mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO:
3"	75.000						DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
2 1/2"	63.000						P.I.= 200.00
2"	50.000						P.L.= 79.59
1 1/2"	38.100						P.P.= 120.41
1"	25.000						% W = 15.63
3/4"	19.000						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.500						L.L.= 22.35
3/8"	9.500						L.P.= 18.97
1/4"	6.300						I.P.= 3.38
No4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00		CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
No8	2.360						D10= ---- Cu= ----
No10	2.000	1.93	0.97	0.97	99.04		D30= ---- Cc= ----
No16	1.180						D60= ----
No20	0.850	4.90	2.45	3.42	96.59		CLASIFICACIÓN:
No30	0.600						I.G. =
No40	0.425	6.28	3.14	6.56	93.45		SUCS : ML
No 50	0.300	9.01	4.51	11.06	88.94		ASSTHO :
No60	0.250						OBSERVACIONES:
No80	0.180						
No100	0.150	11.20	5.60	16.66	83.34		
No200	0.075	46.27	23.14	39.80	60.21		
BASE		120.41	60.21	100.00	0.00		
TOTAL		200.00	100.00				
% PERDIDA		60.21					

CURVA GRANULOMÉTRICA



NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA





OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE
PARA EL CONTROL Y REPARACIÓN EN LA CIUDAD DE HUANCANÉ"

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : N° 2 - CALICATA N° 1

PROFUNDIDAD : 0.90 - 1.60 mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

CONTENIDO DE HUMEDAD

SUELO HUMEDO + TARRO	gr	240.58
SUELO SECO + TARRO	gr	206.87
PESO DEL TARRO	gr	37.01
PESO DEL AGUA	gr	33.71
PESO DEL SUELO SECO	gr	169.86
HUMEDAD %	%	19.85

LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90

LÍMITE LÍQUIDO

TARRO N°		M	N
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	33.15	33.19
SUELO SECO + TARRO	gr	30.90	30.96
PESO DEL TARRO	gr	18.78	18.94
PESO DEL AGUA	gr	2.25	2.23
PESO DEL SUELO SECO	gr	12.12	12.02
HUMEDAD %	%	18.56	18.55
N° DE GOLPES		17	17

LÍMITE PLÁSTICO

LÍMITE LÍQUIDO % : 17.71 **LÍMITE PLÁSTICO %** : NP

ÍNDICE PLÁSTICO % : NP

$$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$$

Donde:

LL = Límite Líquido

W_n = Contenido de Humedad Promedio (%)

N = Número de Golpes

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA

UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Laboratorio
M. S. C. A.
JEFATURA

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBITONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

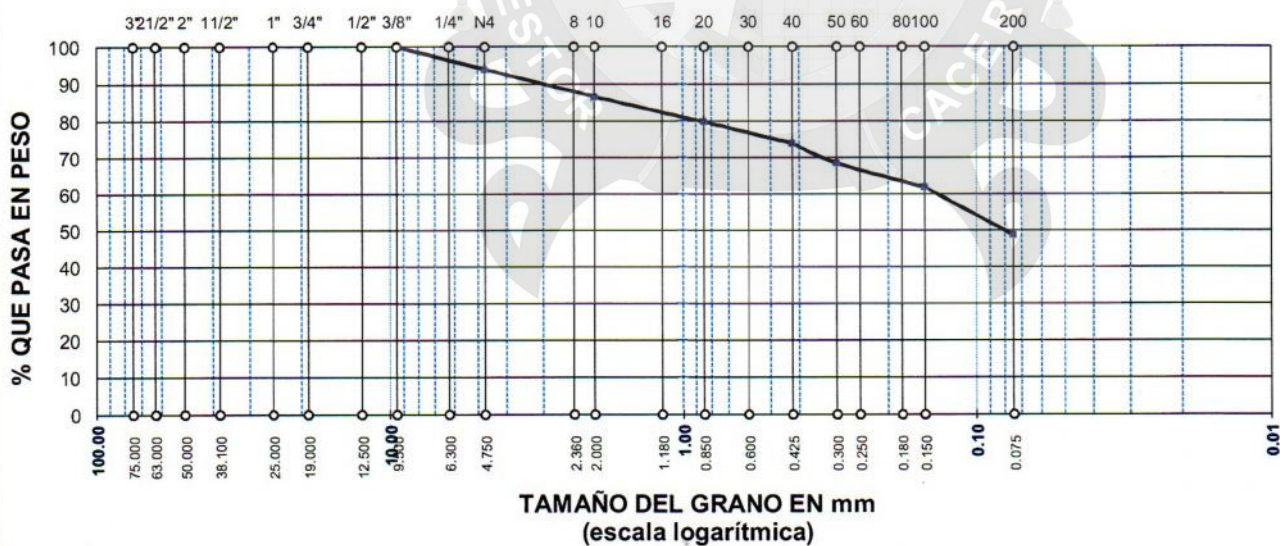
MUESTRA : N° 2 - CALICATA N° 1

PROFUNDIDAD : 0.90 - 1.60 mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	75.000						P.I.= 300.00
2 1/2"	63.000						P.L.= 154.03
2"	50.000						P.P.= 145.97
1 1/2"	38.100						% W = 19.85
1"	25.000						LIMITES DE CONSISTENCIA:
3/4"	19.000						L.L.= 17.71
1/2"	12.500						L.P.= NP
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00		I.P. = NP
1/4"	6.300						CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
No4	4.750	18.20	6.07	6.07	93.93		D10= ---- Cu= ----
No8	2.360						D30= ---- Cc= ----
No10	2.000	22.35	7.45	13.52	86.48		D60= 0.14
No16	1.180						CLASIFICACIÓN:
No20	0.850	20.26	6.75	20.27	79.73		I.G. =
No30	0.600						SUCS : SM
No40	0.425	17.52	5.84	26.11	73.89		ASSTHO :
No50	0.300	16.36	5.45	31.56	68.44		OBSERVACIONES:
No60	0.250						
No80	0.180						
No100	0.150	19.87	6.62	38.19	61.81		
No200	0.075	39.47	13.16	51.34	48.66		
BASE		145.97	48.66	100.00	0.00		
TOTAL		300.00	100.00				
% PERDIDA		48.66					

CURVA GRANULOMÉTRICA



NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos



OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA N° 1

PROFUNDIDAD : 1.60 - 2.45mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM - D - 2216 - MTC - E 108

SUELO HUMEDO + TARR	gr	572.98
SUELO SECO + TARRO	gr	484.80
PESO DEL TARRO	gr	39.49
PESO DEL AGUA	gr	88.18
PESO DEL SUELO SECO	gr	445.31
HUMEDAD %	%	19.80

LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90

CAPA :

LÍMITE LÍQUIDO

TARRO N°		G	H
SUELO HUMEDO + TARRO	gr	30.90	35.82
SUELO SECO + TARRO	gr	29.51	33.98
PESO DEL TARRO	gr	19.62	21.02
PESO DEL AGUA	gr	1.39	1.84
PESO DEL SUELO SECO	gr	9.89	12.96
HUMEDAD %	%	14.05	14.20
N° DE GOLPES		4	4

LÍMITE PLASTICO

LÍMITE LÍQUIDO 11.32 LÍMITE PLASTICO : NP

ÍNDICE PLÁSTICO : NP

$$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$$

Donde:

LL = Límite Líquido

Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)

N = Número de Golpes

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

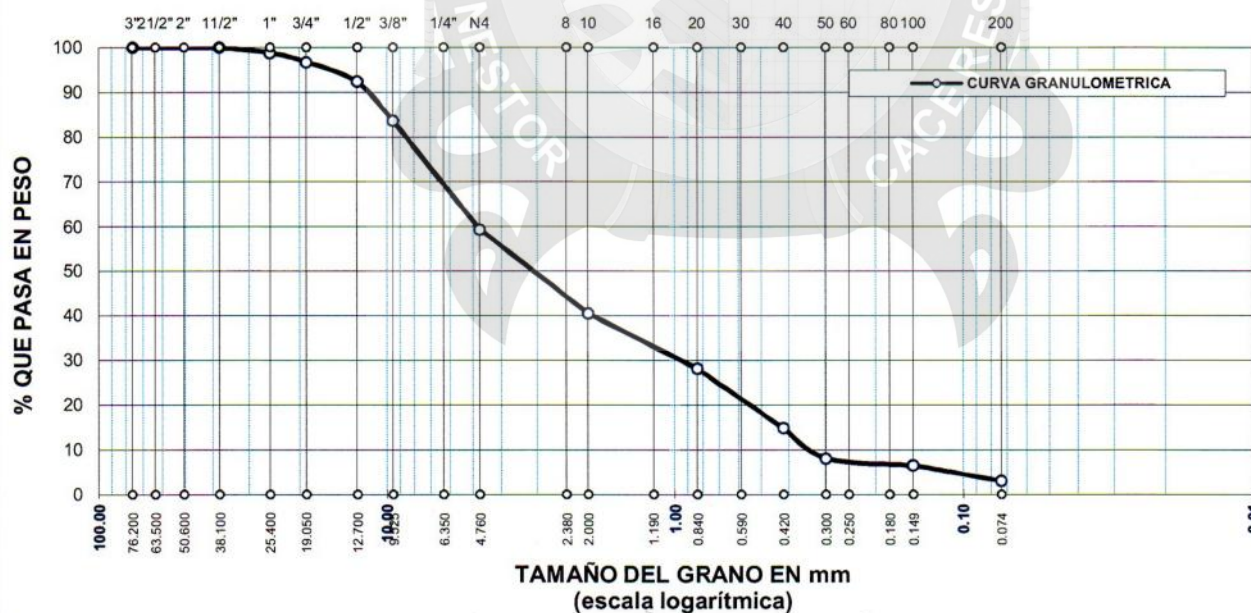
MUESTRA : CALICATA N° 1

PROFUNDIDAD : 1.60 - 2.45mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P.I.= 3500.00
2 1/2"	63.500						P.L.= 3474.50
2"	50.600						P.P.= 25.50
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00		%W= 19.80
1"	25.400	41.00	1.17	1.17	98.83		LÍMITES DE CONSISTENCIA:
3/4"	19.050	73.00	2.09	3.26	96.74		L.L.= 11.32
1/2"	12.700	154.00	4.40	7.66	92.34		L.P.= NP
3/8"	9.525	305.00	8.71	16.37	83.63		I.P.= NP
1/4"	6.350						CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
No4	4.760	846.00	24.17	40.54	59.46	500	D10= 0.333 Cu= 14.6
No8	2.380						D30= 1.010 Cc= 0.6
No10	2.000	159.20	31.84	59.47	40.53		D60= 4.87
No16	1.190						CLASIFICACIÓN:
No20	0.840	103.69	20.74	71.80	28.20		I.G. =
No30	0.590						SUSCS: : SP
No40	0.420	112.47	22.49	85.18	14.82		ASSTHO:
No50	0.300	56.12	11.22	91.85	8.15		OBSERVACIONES:
No60	0.250						
No80	0.180						
No100	0.149	13.40	2.68	93.45	6.55		
No200	0.074	29.62	5.92	96.97	3.03		
BASE		25.50	5.10	100.00	0.00		
TOTAL		3500.00	100.00				
% PERDIDA		0.73					

CURVA GRANULOMÉTRICA



NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos



CONTROL DE COMPACTACION

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA Nº 1

PROFUNDIDAD : 1.60 - 2.45mt **FECHA** 29 DE AGOSTO DEL 2016

Progresiva	PUNTO 1						
Ubicación							
Profundidad	13.00m						

DENSIDAD DE CAMPO

1 Peso del Frasco + arena grs.	6000						
2 Peso Fras. + arena sobrante grs.	2141						
3 Peso arena empleada gr. (1)-(2)	3859						
4 Peso arena del cono grs.	1621						
5 Peso arena de hueco gr. (3)-(4)	2238						
6 Densidad de la arena	1.38						
7 Volumen de hueco cc. (5)/(6) Y	1618						
8 Peso tarro + suelo + grava gr.	3393						
9 Peso del tarro grs.	-.-						
10 Peso del suelo + grava (8)-(9)gr.	3393						
11 Densidad muestra humeda gr/cm3	2.10						

CONTENIDO DE HUMEDAD (Cuando el contenido de grava es 15% de la muestra compactada)

12 Peso recipiente + suelo hum. gr.	436.51						
13 Peso recipiente + suelo seco gr.	371.16						
14 Peso de agua gr. (12)-(13)	65.35						
15 Peso recipiente grs.	31.20						
16 Peso suelo seco gr. (13)-(15)	339.96						
17 Cont. hum. (14):(16) x 100	19.22						
18 Dens. muestra seca(11):(19)+(17)							

% DE GRAVA

19 Peso total muestra seca gr.	2968						
20 Peso retenido tamiz Nø 4 gr.	755.0						
21 % ret. en tamiz Nø 4(20):(19)x100	25.44						
22 Peso esp. de la grava	2.48						

CORRECCION DE DENSIDAD POR CONTENIDO DE GRAVA DE 15% a 40%

23 Volumen de grava cc.	304						
24 Peso seco finos gr. (19)-(20)	2213						
25 Volumen de finos CC (7)-(23)	1314						
26 Dens. seca finos (24):(25)	1.68						
27 Maxima densidad							
28 Optimo cont. Humedad							
29 Correc. dens. Proctor (grava 40%)							
% COMP.							

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL

Ing. Wilfredo David Suño pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos



CUADRO N° 1

CALCULO DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

OBRA	: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA
SOLICITANTE	: BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA
UBICACIÓN	: JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON
MUESTRA	: CALICATA N° 1
PROFUNDIDAD	: 1.60 - 2.45mt
FECHA	: 29 DE AGOSTO DEL 2016

Calicata Muestra Ubicación Prof. SUCS	Densidades secas			Densidad Relativa (DR) %	% que pasa la malla N° 200	Meyerhof 0.15*DR+25 Ang. de Fricc. interna	Factor de Corrección "n" (100-%N°200)+5	Angulo de Fricc. interna
	Natural de Campo	Mín.	Máx.					
CALICATA 1 : SP	1.68	1.66	1.84	12.64	3.03	26.90	101.97	27.424

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ENSAYO DE CAPACIDAD PORTANTE

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACION : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA Nº 1

PROFUNDIDAD (m) : 1.60 - 2.45mt

FECHA : 29 DE AGOSTO DEL 2016

CALICATA MUESTRA SUCS	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	FACTOR DE CAP. DE CARGA			ANCHO DE CIMENT. (B) (m)	DENSIDAD NATURAL (gr/cc)	PROFUND. DE CIMENT. (m)	qu (Tn/m2)	q Adm. FS. = 3 (Kg/cm2)
		Nc	Nq	Nr					
CALICATA 1 SP	27.424	5.14	13.82	10.16	2	1.68	1.00	4.03	1.49
	27.424	5.14	13.82	10.16	2	1.68	2.00	6.35	2.35
	27.424	5.14	13.82	10.16	2	1.68	2.45	7.40	2.73

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacóri
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

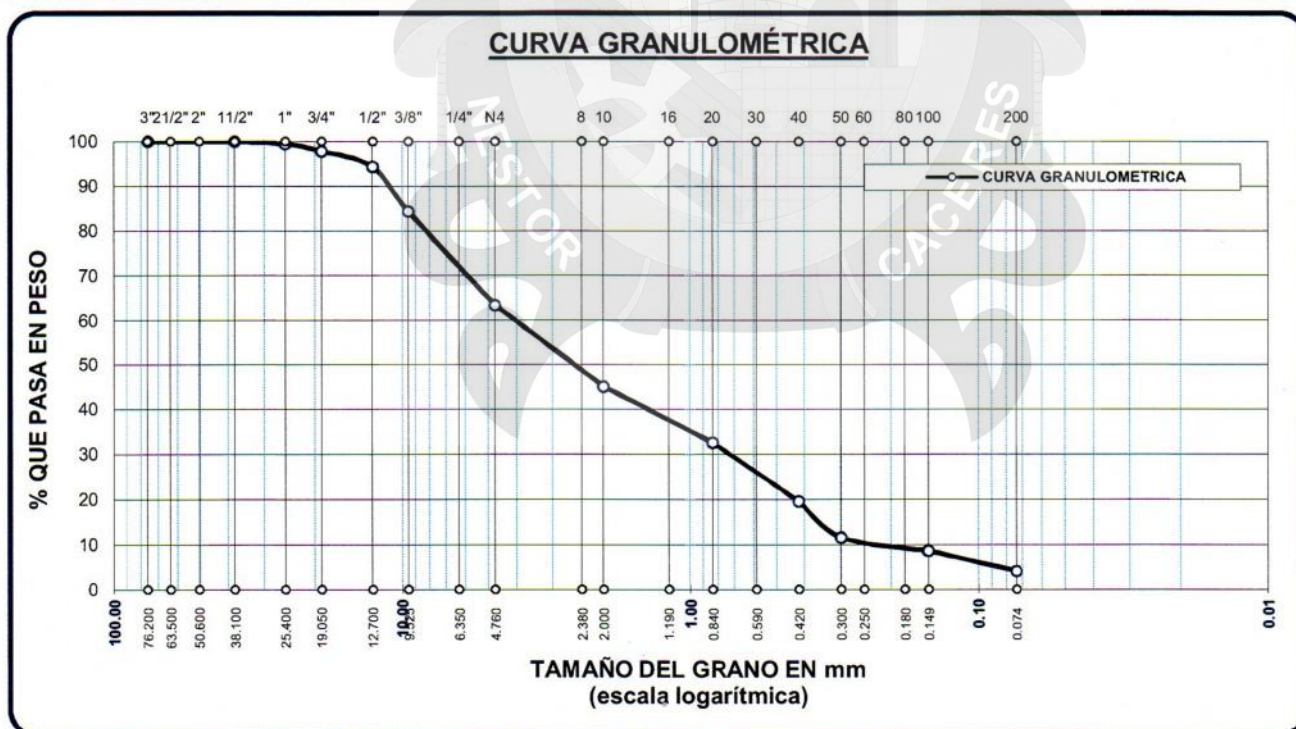
UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA N° 2

PROFUNDIDAD : 1.55 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P.I.= 3500.00
2 1/2"	63.500						P.L.= 3467.57
2"	50.600						P.P.= 32.43
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00		%W= 14.37
1"	25.400	20.00	0.57	0.57	99.43		LÍMITES DE CONSISTENCIA:
3/4"	19.050	55.00	1.57	2.14	97.86		L.L.= 12.82
1/2"	12.700	122.00	3.49	5.63	94.37		L.P.= NP
3/8"	9.525	350.00	10.00	15.63	84.37		I.P.= NP
1/4"	6.350						CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
No4	4.760	733.00	20.94	36.57	63.43	500	D10= 0.219 Cu= 19.3
No8	2.380						D30= 0.755 Cc= 0.6
No10	2.000	144.10	28.82	54.85	45.15		D60= 4.24
No16	1.190						CLASIFICACIÓN:
No20	0.840	98.62	19.72	67.36	32.64		I.G. =
No30	0.590						SUSCS: : SP
No40	0.420	102.40	20.48	80.35	19.65		ASSTHO:
No50	0.300	63.48	12.70	88.41	11.59		OBSERVACIONES:
No60	0.250						
No80	0.180						
No100	0.149	23.40	4.68	91.37	8.63		
No200	0.074	35.57	7.11	95.89	4.11		
BASE		32.43		100.00	0.00		
TOTAL		3500.00	100.00				
% PERDIDA		0.93					



NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERIA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Control y Supervisión



OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA N° 2

PROFUNDIDAD : 1.55 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM - D - 2216 - MTC - E 108

SUELO HUMEDO + TARR	gr	495.48
SUELO SECO + TARRO	gr	438.01
PESO DEL TARRO	gr	38.19
PESO DEL AGUA	gr	57.47
PESO DEL SUELO SECO	gr	399.82
HUMEDAD %	%	14.37

LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90

CAPA :

LÍMITE LÍQUIDO

TARRO N°	F	I
SUELO HUMEDO + TARRO gr	33.96	34.62
SUELO SECO + TARRO gr	31.96	32.26
PESO DEL TARRO gr	18.89	17.38
PESO DEL AGUA gr	2.00	2.36
PESO DEL SUELO SECO gr	13.07	14.88
HUMEDAD %	15.30	15.86
N° DE GOLPES	5	5

LÍMITE PLÁSTICO

LÍMITE LÍQUIDO	12.82	LÍMITE PLÁSTICO : NP
----------------	-------	----------------------

ÍNDICE PLÁSTICO : NP

$$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$$

Donde:
LL = Límite Líquido
Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
N = Número de Golpes

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA





CONTROL DE COMPACTACION

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA Nº 2

PROFUNDIDAD : 1.55 - 2.50mt **FECHA** 31 DE AGOSTO DEL 2016

Progresiva	PUNTO 2						
Ubicación							
Profundidad	13.80m						

DENSIDAD DE CAMPO

1 Peso del Frasco + arena grs.	6000						
2 Peso Frasco + arena sobrante grs.	1498						
3 Peso arena empleada gr. (1)-(2)	4502						
4 Peso arena del cono grs.	1621						
5 Peso arena de hueco gr. (3)-(4)	2881						
6 Densidad de la arena	1.38						
7 Volumen de hueco cc. (5)/(6) Y	2083						
8 Peso tarro + suelo + grava gr.	4339						
9 Peso del tarro grs.	--						
10 Peso del suelo + grava (8)-(9)gr.	4339						
11 Densidad muestra humeda gr/cm3	2.08						

CONTENIDO DE HUMEDAD (Cuando el contenido de grava es 15% de la muestra compactada)

12 Peso recipiente + suelo hum. gr.	490.38						
13 Peso recipiente + suelo seco gr.	428.65						
14 Peso de agua gr. (12)-(13)	61.73						
15 Peso recipiente grs.	36.85						
16 Peso suelo seco gr. (13)-(15)	391.80						
17 Cont. hum. (14):(16) x 100	15.76						
18 Dens. muestra seca(11):(19)+(17)							

% DE GRAVA

19 Peso total muestra seca gr.	3911						
20 Peso retenido tamiz N° 4 gr.	1,193.0						
21 % ret. en tamiz N° 4(20):(19)x100	30.51						
22 Peso esp. de la grava	2.50						

CORRECCION DE DENSIDAD POR CONTENIDO DE GRAVA DE 15% a 40%

23 Volumen de grava cc.	478						
24 Peso seco finos gr. (19)-(20)	2718						
25 Volumen de finos CC (7)-(23)	1605						
26 Dens. seca finos (24):(25)	1.69						
27 Maxima densidad							
28 Optimo cont. Humedad							
29 Correc. dens. Proctor (grava 40%)							
% COMP.							

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



**CUADRO N° 1****CALCULO DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA**

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA N° 2

PROFUNDIDAD : 1.55 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

Calicata Muestra Ubicación Prof. SUCS	Densidades secas			Densidad Relativa (DR) %	% que pasa la malla N° 200	Meyerhof 0.15*DR+25 Ang. de Fricc. interna	Factor de Corrección "n" (100-%N°200)+5	Angulo de Fricc. interna
	Natural de Campo	Mín.	Máx.					
CALICATA 2 : SP	1.69	1.67	1.83	13.71	4.11	27.06	100.89	27.296

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ENSAYO DE CAPACIDAD PORTANTE

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACION : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA Nº 2

PROFUNDIDAD (m) : 1.55 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

CALICATA MUESTRA SUCS	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	FACTOR DE CAP. DE CARGA			ANCHO DE CIMENT. (B) (m)	DENSIDAD NATURAL (gr/cc)	PROFUND. DE CIMENT. (m)	qu (Tn/m2)	q Adm. FS. = 3 (Kg/cm2)
		Nc	Nq	Nr					
CALICATA 2 SP	27.296	5.14	13.63	9.94	2	1.69	1.50	5.14	1.91
	27.296	5.14	13.63	9.94	2	1.69	2.00	6.29	2.33
	27.296	5.14	13.63	9.94	2	1.69	2.50	7.44	2.76

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

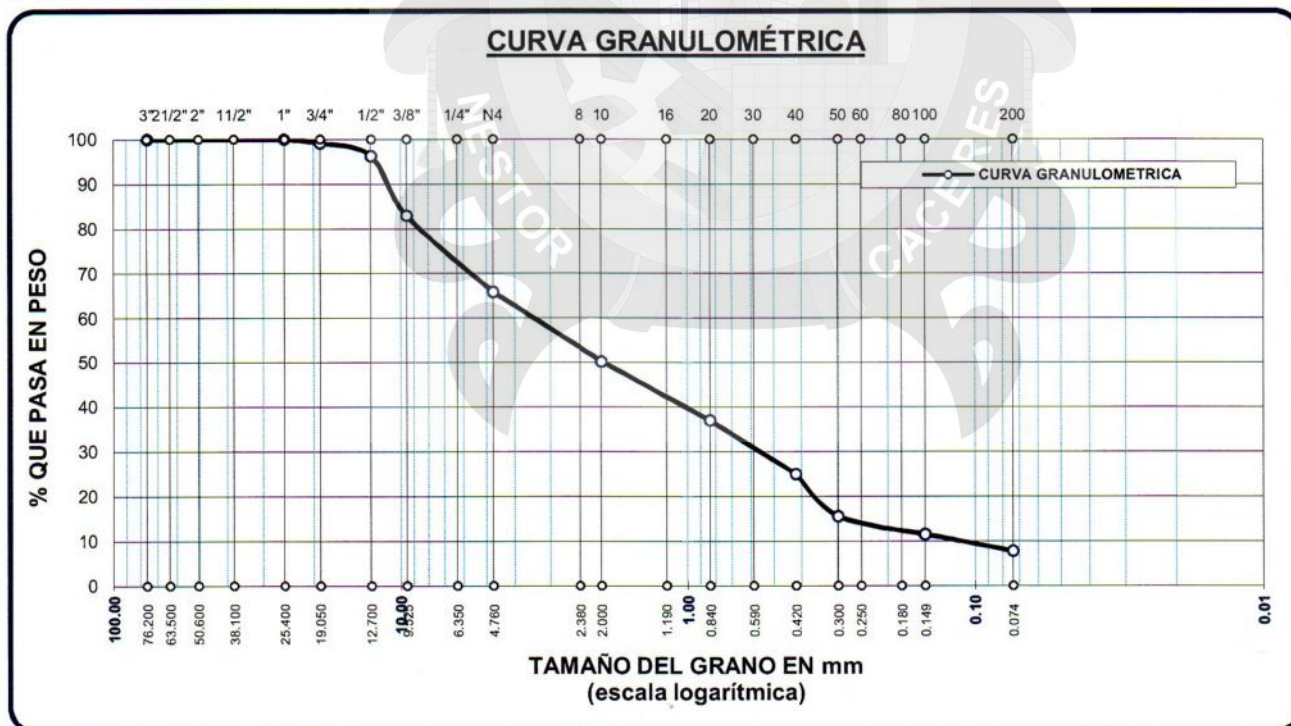
UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA N° 3

PROFUNDIDAD : 1.50 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P.I.= 3500.00
2 1/2"	63.500						P.L.= 3440.92
2"	50.600						P.P.= 59.08
1 1/2"	38.100						% W = 13.68
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00		LÍMITES DE CONSISTENCIA:
3/4"	19.050	30.00	0.86	0.86	99.14		L.L.= 12.78
1/2"	12.700	98.00	2.80	3.66	96.34		L.P.= NP
3/8"	9.525	470.00	13.43	17.09	82.91		I.P.= NP
1/4"	6.350						CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
No4	4.760	596.00	17.03	34.11	65.89	500	D10= 0.118 Cu= 31.4
No8	2.380						D30= 0.595 Cc= 0.8
No10	2.000	118.36	23.67	49.71	50.29		D60= 3.72
No16	1.190						CLASIFICACIÓN:
No20	0.840	100.70	20.14	62.98	37.02		I.G. =
No30	0.590						SUSCS: : SP-SM
No40	0.420	91.30	18.26	75.01	24.99		ASSTHO:
No 50	0.300	71.50	14.30	84.43	15.57		OBSERVACIONES:
No60	0.250						
No80	0.180						
No100	0.149	30.59	6.12	88.46	11.54		
No200	0.074	28.47	5.69	92.21	7.79		
BASE		59.08	11.82	100.00	0.00		
TOTAL		3500.00	100.00				
% PERDIDA		1.69					



NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacoti
Especialista en Geotecnia y Pavimentos



OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA N° 3

PROFUNDIDAD : 1.50 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM - D - 2216 - MTC - E 108

SUELO HUMEDO + TARR	gr	418.30
SUELO SECO + TARRO	gr	372.46
PESO DEL TARRO	gr	37.41
PESO DEL AGUA	gr	45.84
PESO DEL SUELO SECO	gr	335.05
HUMEDAD %	%	13.68

LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90

CAPA :

LÍMITE LÍQUIDO

TARRO N°	3	9
SUELO HUMEDO + TARRO	gr 41.90	45.80
SUELO SECO + TARRO	gr 38.86	42.06
PESO DEL TARRO	gr 18.89	17.38
PESO DEL AGUA	gr 3.04	3.74
PESO DEL SUELO SECO	gr 19.97	24.68
HUMEDAD %	% 15.22	15.15
N° DE GOLPES	6	6

LÍMITE PLÁSTICO

LÍMITE LÍQUIDO	12.78	LÍMITE PLÁSTICO : NP
----------------	-------	----------------------

ÍNDICE PLÁSTICO : NP

$$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$$

Donde:

LL = Límite Líquido

Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)

N = Número de Golpes

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA

UANCV - FICP
CAP INGENIERÍA CIVILIng. Wilfredo David Supo pacari
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP 72712



CONTROL DE COMPACTACIÓN

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACIÓN : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA Nº 3

PROFUNDIDAD : 1.50 - 2.50mt **FECHA** 31 DE AGOSTO DEL 2016

Progresiva	PUNTO 3						
Ubicación							
Profundidad	13.80m						

DENSIDAD DE CAMPO

1 Peso del Frasco + arena grs.	6000						
2 Peso Fras. + arena sobrante grs.	1706						
3 Peso arena empleada gr. (1)-(2)	4294						
4 Peso arena del cono grs.	1621						
5 Peso arena de hueco gr. (3)-(4)	2673						
6 Densidad de la arena	1.38						
7 Volumen de hueco cc. (5)/(6) Y	1933						
8 Peso tarro + suelo + grava gr.	3880						
9 Peso del tarro grs.	-.-						
10 Peso del suelo + grava (8)-(9)gr.	3880						
11 Densidad muestra humeda gr/cm3	2.01						

CONTENIDO DE HUMEDAD (Cuando el contenido de grava es 15% de la muestra compactada)

12 Peso recipiente + suelo hum. gr.	430.28						
13 Peso recipiente + suelo seco gr.	385.58						
14 Peso de agua gr. (12)-(13)	44.70						
15 Peso recipiente grs.	37.45						
16 Peso suelo seco gr. (13)-(15)	348.13						
17 Cont. hum. (14):(16) x 100	12.84						
18 Dens. muestra seca(11):(19)+(17)							

% DE GRAVA

19 Peso total muestra seca gr.	3556						
20 Peso retenido tamiz Nø 4 gr.	1,036.0						
21 % ret. en tamiz Nø 4(20):(19)x100	29.13						
22 Peso esp. de la grava	2.50						

CORRECCION DE DENSIDAD POR CONTENIDO DE GRAVA DE 15% a 40%

23 Volumen de grava cc.	414						
24 Peso seco finos gr. (19)-(20)	2520						
25 Volumen de finos CC (7)-(23)	1519						
26 Dens. seca finos (24):(25)	1.66						
27 Maxima densidad							
28 Optimo cont. Humedad							
29 Correc. dens. Proctor (grava 40%)							
% COMP.							

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA

UANCV - FICP
CAR INGENIERÍA CIVILIng. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos

**CUADRO N° 1****CALCULO DE LA DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA**

OBRA	: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA
SOLICITANTE	: BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA
UBICACIÓN	: JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON
MUESTRA	: CALICATA N° 3
PROFUNDIDAD	: 1.50 - 2.50mt
FECHA	: 31 DE AGOSTO DEL 2016

Calicata Muestra Ubicación Prof. SUCS	Densidades secas			Densidad Relativa (DR) %	% que pasa la malla N° 200	Meyerhof 0.15*DR+25 Ang. de Fricc. interna	Factor de Corrección "n" (100-%N°200)+5	Angulo de Fricc. interna
	Natural de Campo	Mín.	Máx.					
CALICATA 3 : SP-SM	1.66	1.64	1.81	11.27	7.79	26.69	97.21	25.947

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISISTA



UANCV - EICP
CAR INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712



ENSAYO DE CAPACIDAD PORTANTE

OBRA : MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA

SOLICITANTE : BACHILLER. MILTON JUAN CHAMBI TICONA

UBICACION : JIRON CABANA, ESQUINA CON JIRON BENIGNO BALLON

MUESTRA : CALICATA Nº 3

PROFUNDIDAD (m) : 1.50 - 2.50mt

FECHA : 31 DE AGOSTO DEL 2016

CALICATA MUESTRA SUCS	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	FACTOR DE CAP. DE CARGA			ANCHO DE CIMENT. (B) (m)	DENSIDAD NATURAL (gr/cc)	PROFUND. DE CIMENT. (m)	qu (Tn/m2)	q Adm. FS. = 3 (Kg/cm2)
		Nc	Nq	Nr					
CALICATA 3 SP-SM	25.947	5.14	11.79	7.93	2	1.66	1.50	4.25	1.66
	25.947	5.14	11.79	7.93	2	1.66	2.00	5.23	2.05
	25.947	5.14	11.79	7.93	2	1.66	2.50	6.21	2.43

NOTA : LAS MUESTRAS FUERON TRABAJADAS POR EL TESISTA



UANCV FICR
CAP INGENIERÍA CIVIL

Ing. Wilfredo David Supo pacori
Especialista en Geotecnia y Pavimentos
CIP. 72712

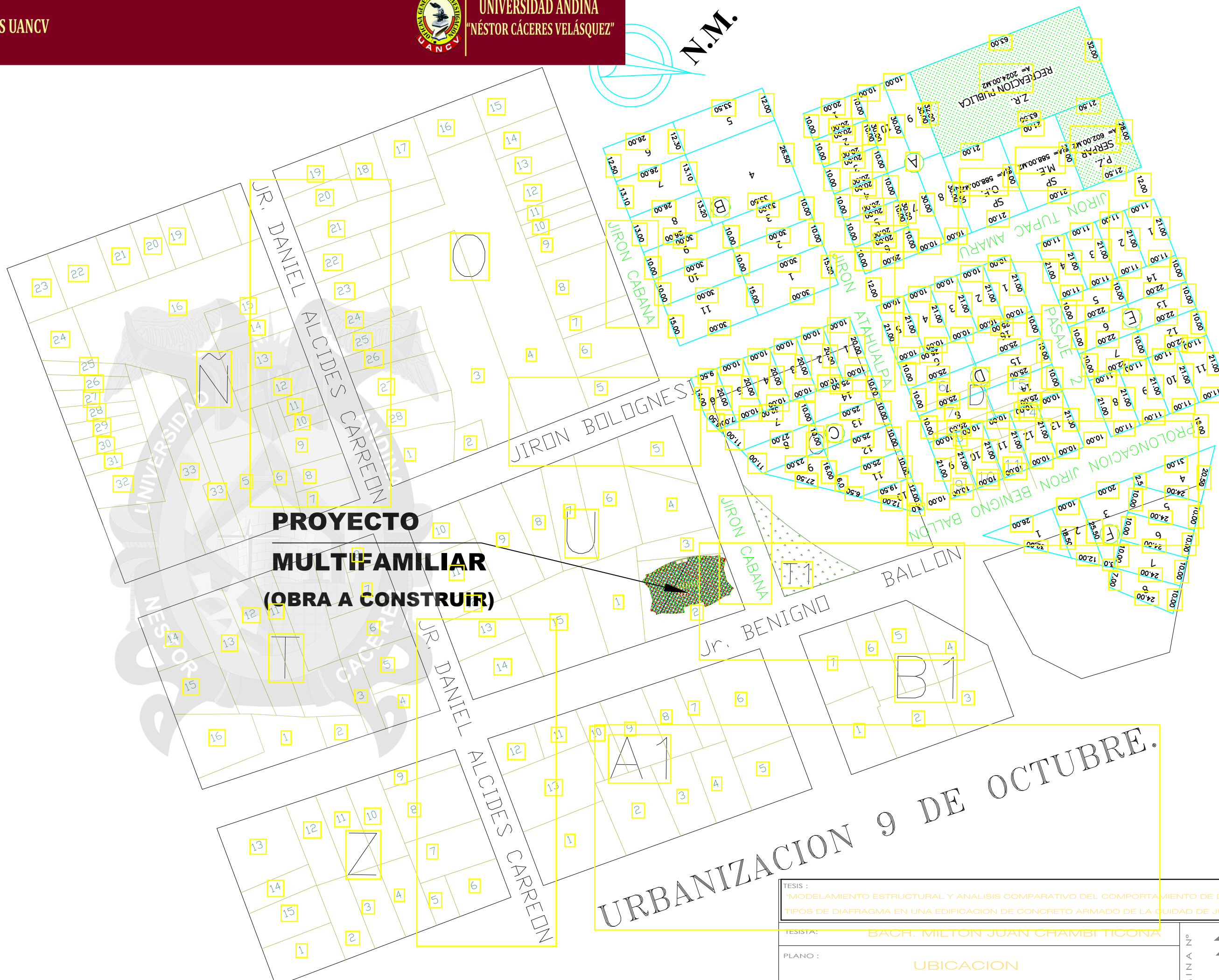


ANEXO 2: PLANOS DE ARQUITECTURA.

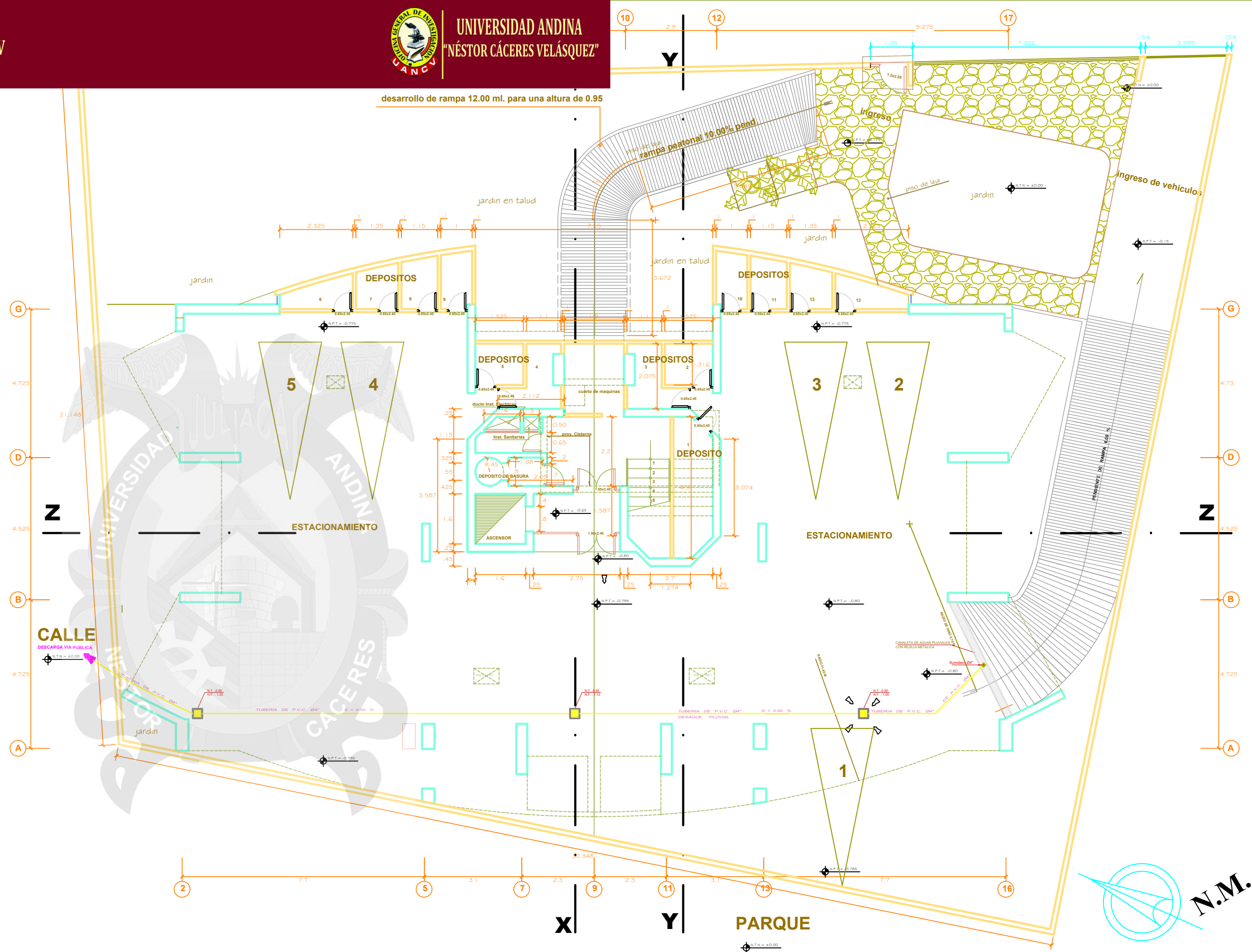




N.M.



TESIS : "MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS TIPOS DE DIAFRAGMA EN UNA EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA".	
TESISTA: BACH. MILTON JUAN CHAMBITICONA	
PLANO : UBICACION	
ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: JULIO 2018
LÁMINA Nº 1 DE 11	



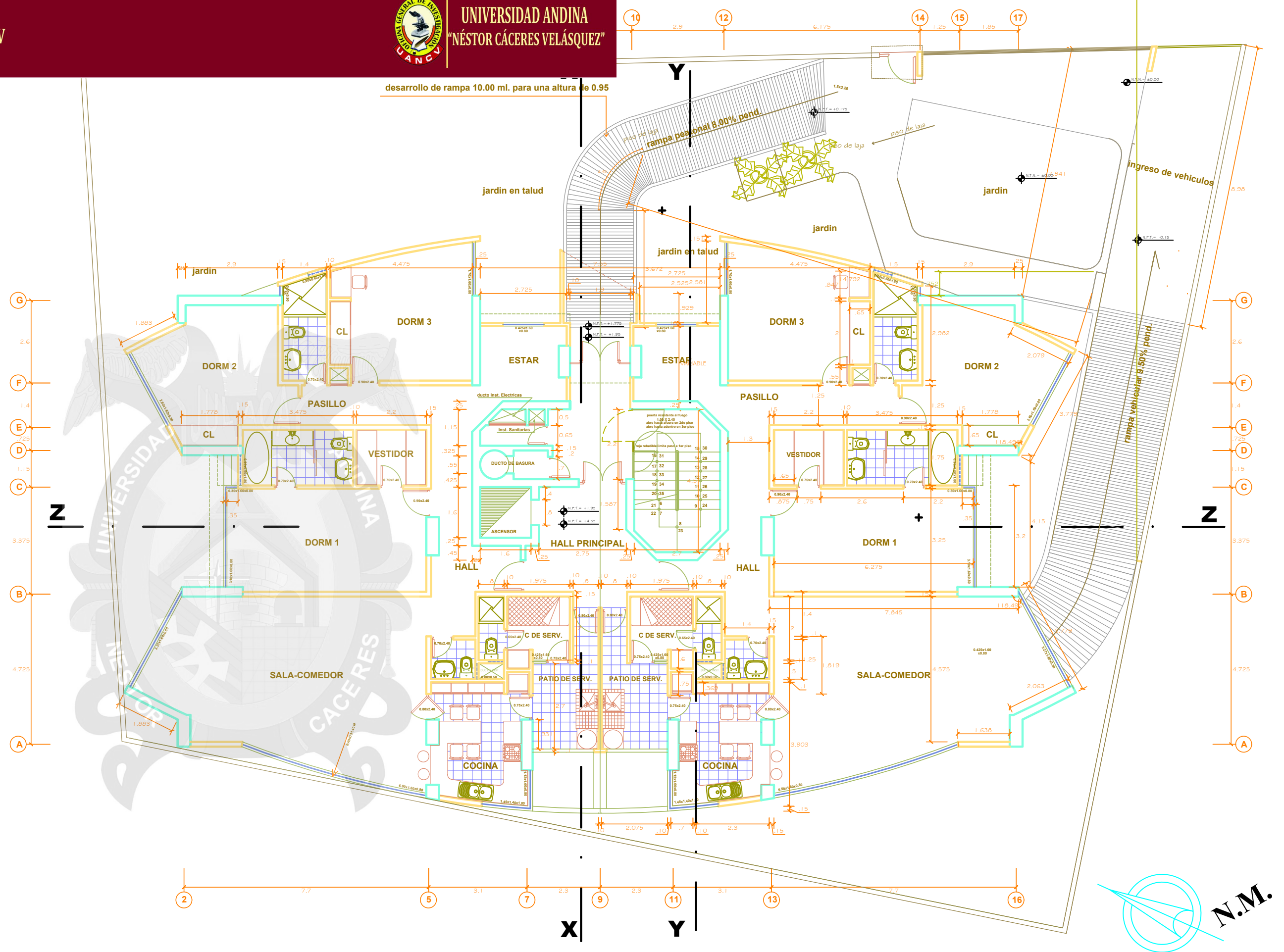
1RA PLANTA

TÍTULO MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS TIPOS DE CONTRAMURA EN OBRAS DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA			
TESISTA:		BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA	
PLANO :		1RA PLANTA	
ESCALA:		FECHA:	
1:50		JULIO 2018	

PLANTA N°

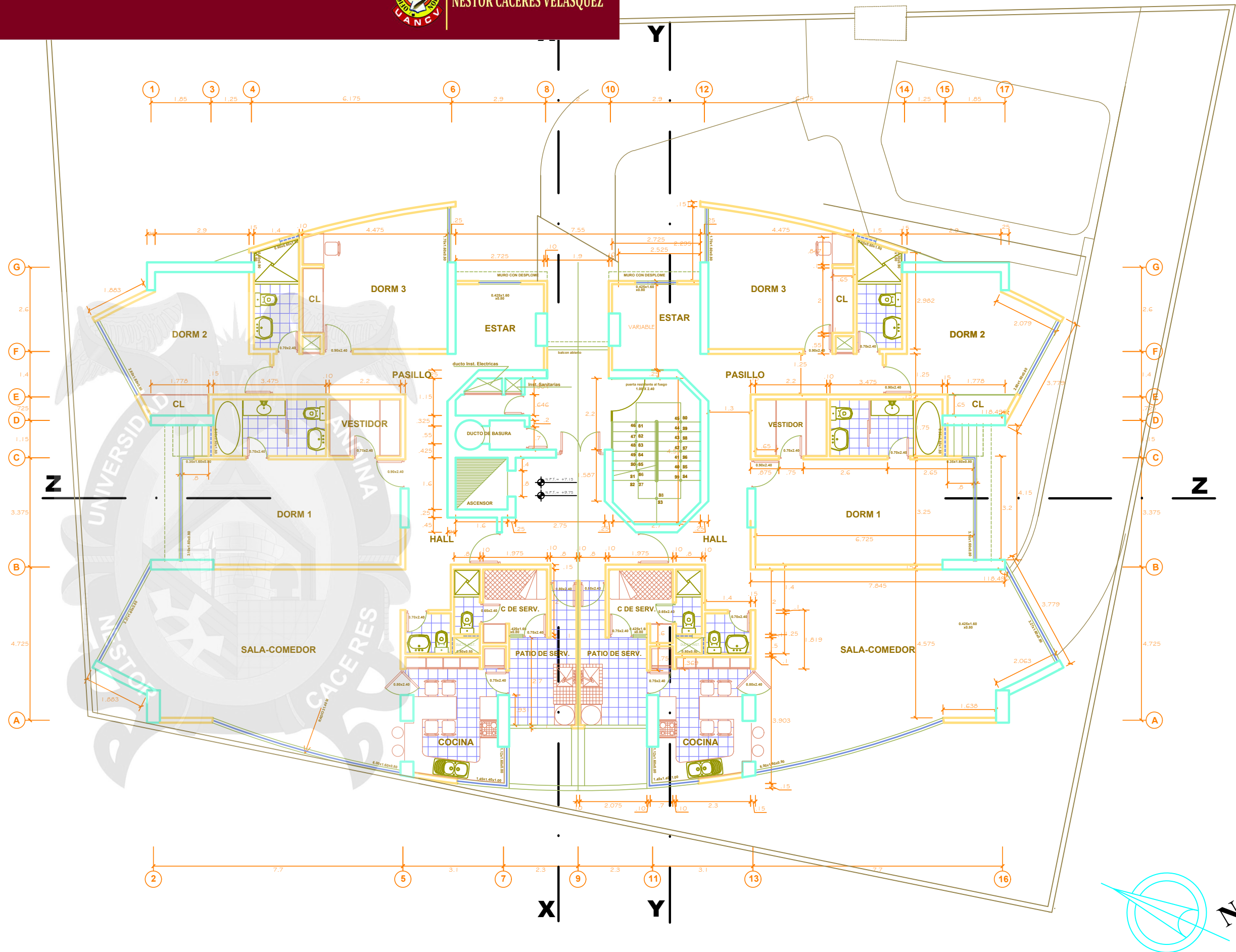
2

DE 11



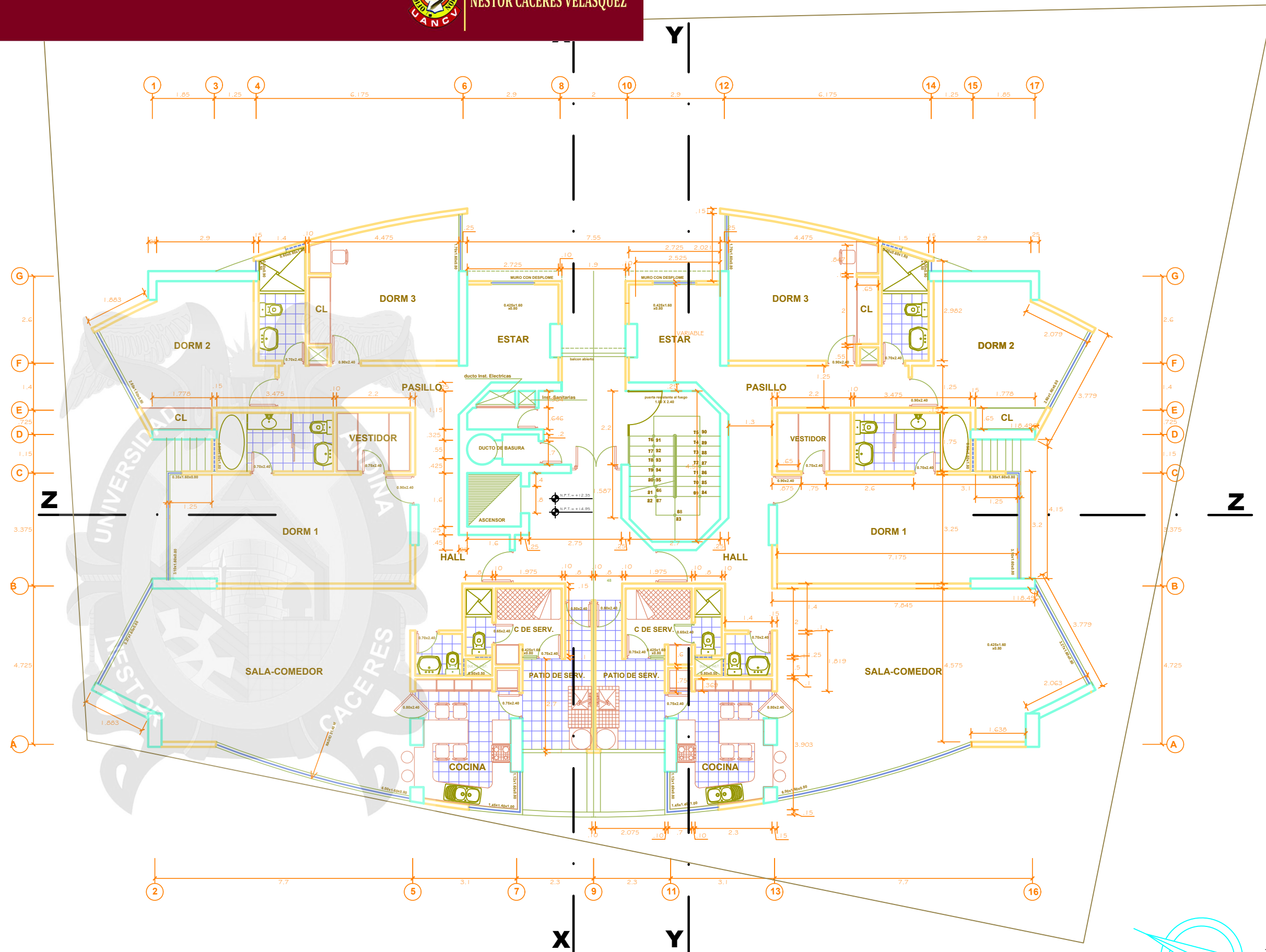
2DA y 3RA PLANTA

ESS-1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS TIPOS DE CONTRAMURA EN OBRAS DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA		
TESISTA:	BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA	
PLANO:	2DA Y 3RA PLANTA	
ESCALA:	1:50	FECHA: JULIO 2018
		LÁMINA Nº 3 DE 11



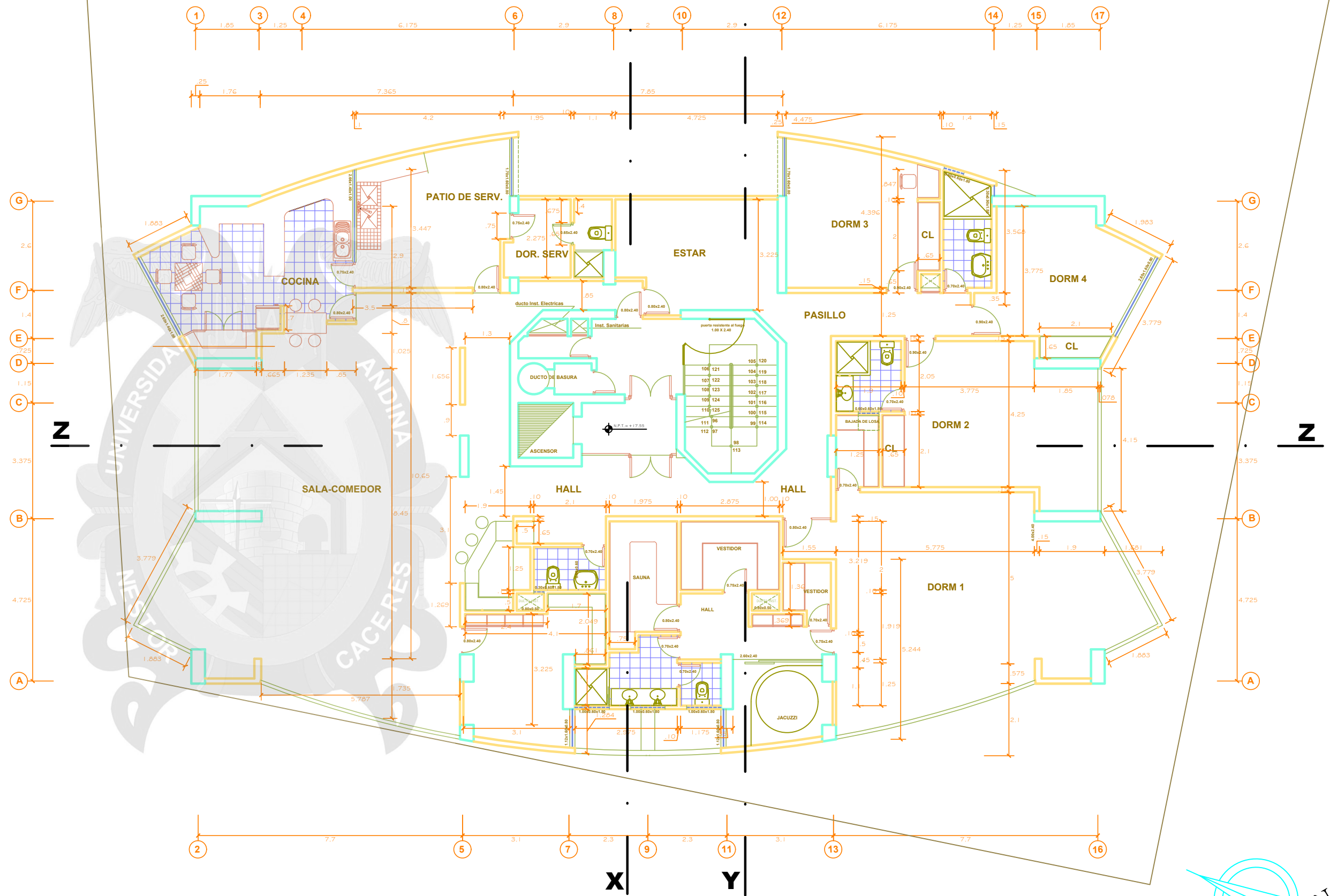
4TA Y 5TA PLANTA

ESS-1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE CONTRAMURA EN OBRAS DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULCASA		
TESISTA:	BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA	
PLANO:	4TA Y 5TA PLANTA	
ESCALA:	1:50	FECHA: JULIO 2018
		LÁMINA Nº 4 DE 11

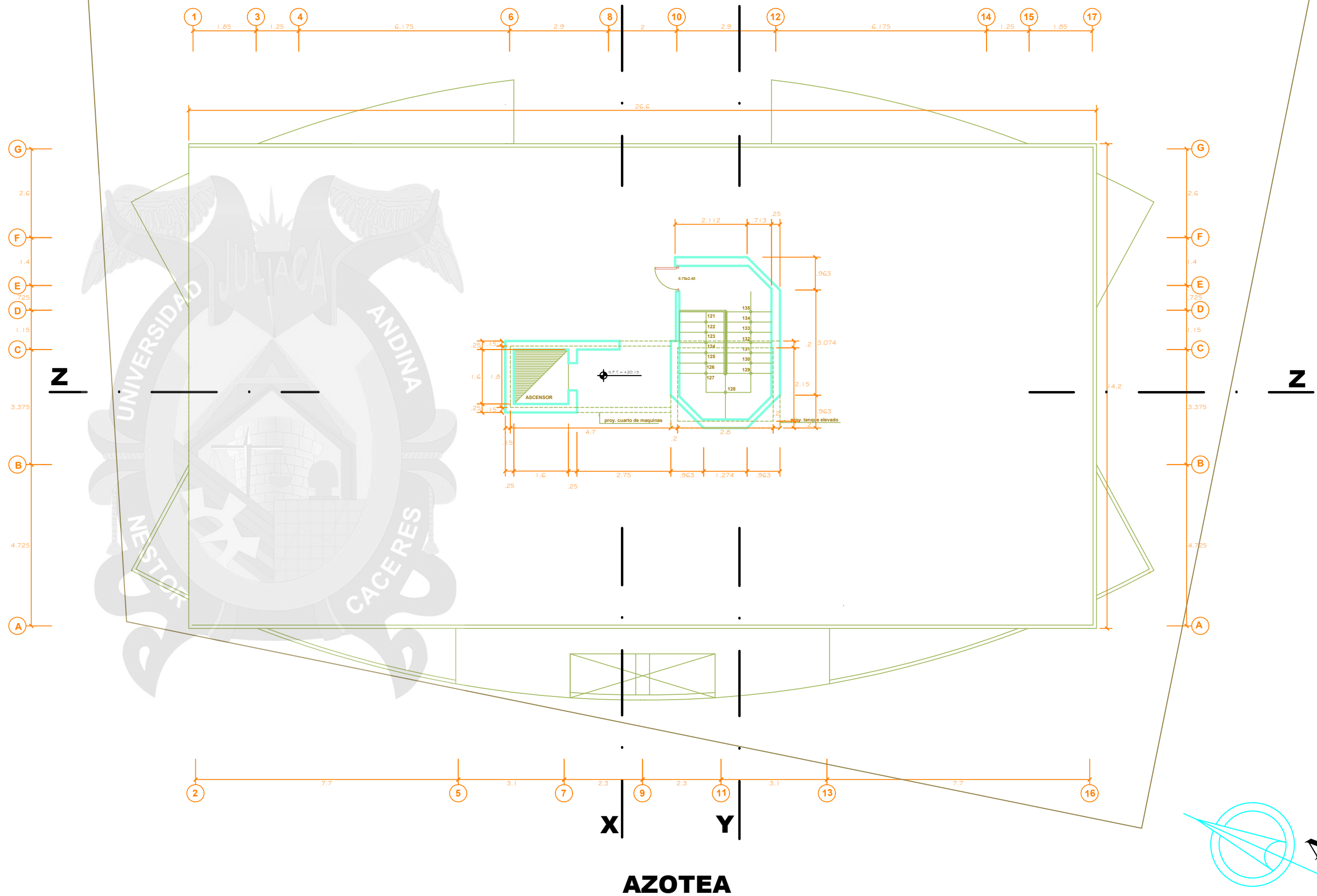


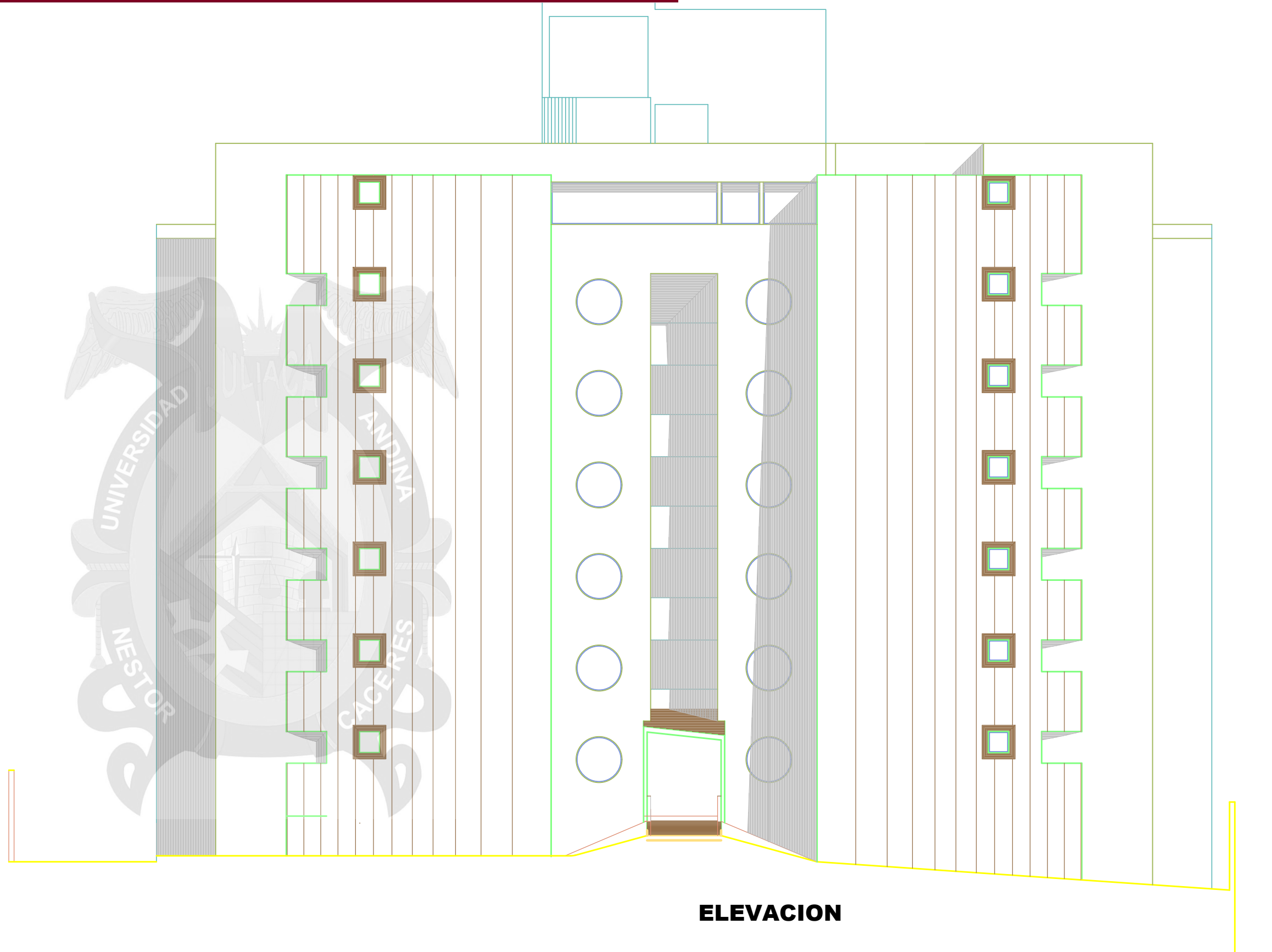
6TA Y 7MA PLANTA

ESS-1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS TIPOS DE CONTRAPALAN EN UNA EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE JULIACA	
TESISTA:	BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA
PLANO:	6TA Y 7TA PLANTA
ESCALA:	1:50
FECHA:	JULIO 2018
LAMINA Nº	5 DE 11

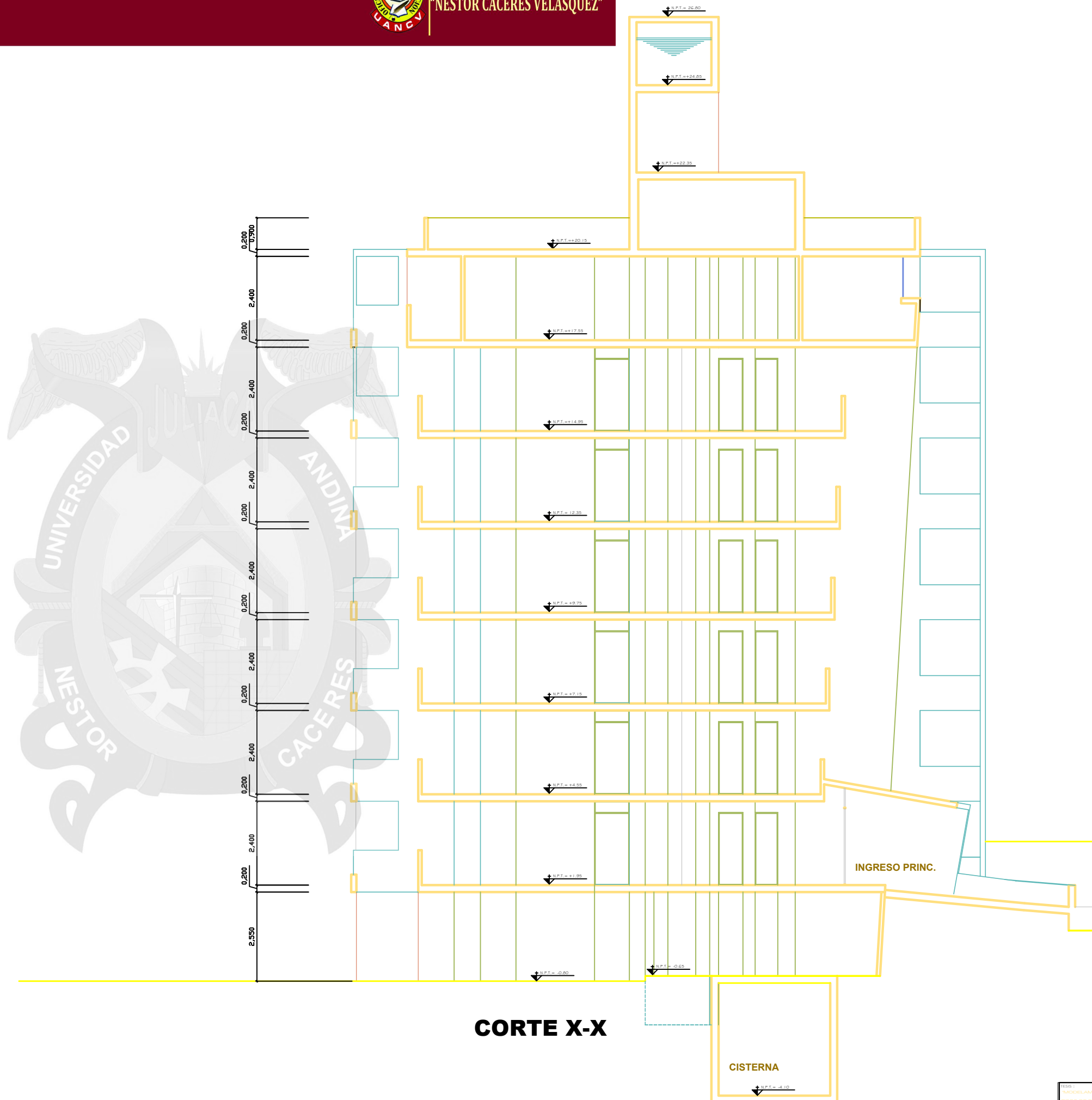


8VA PLANTA

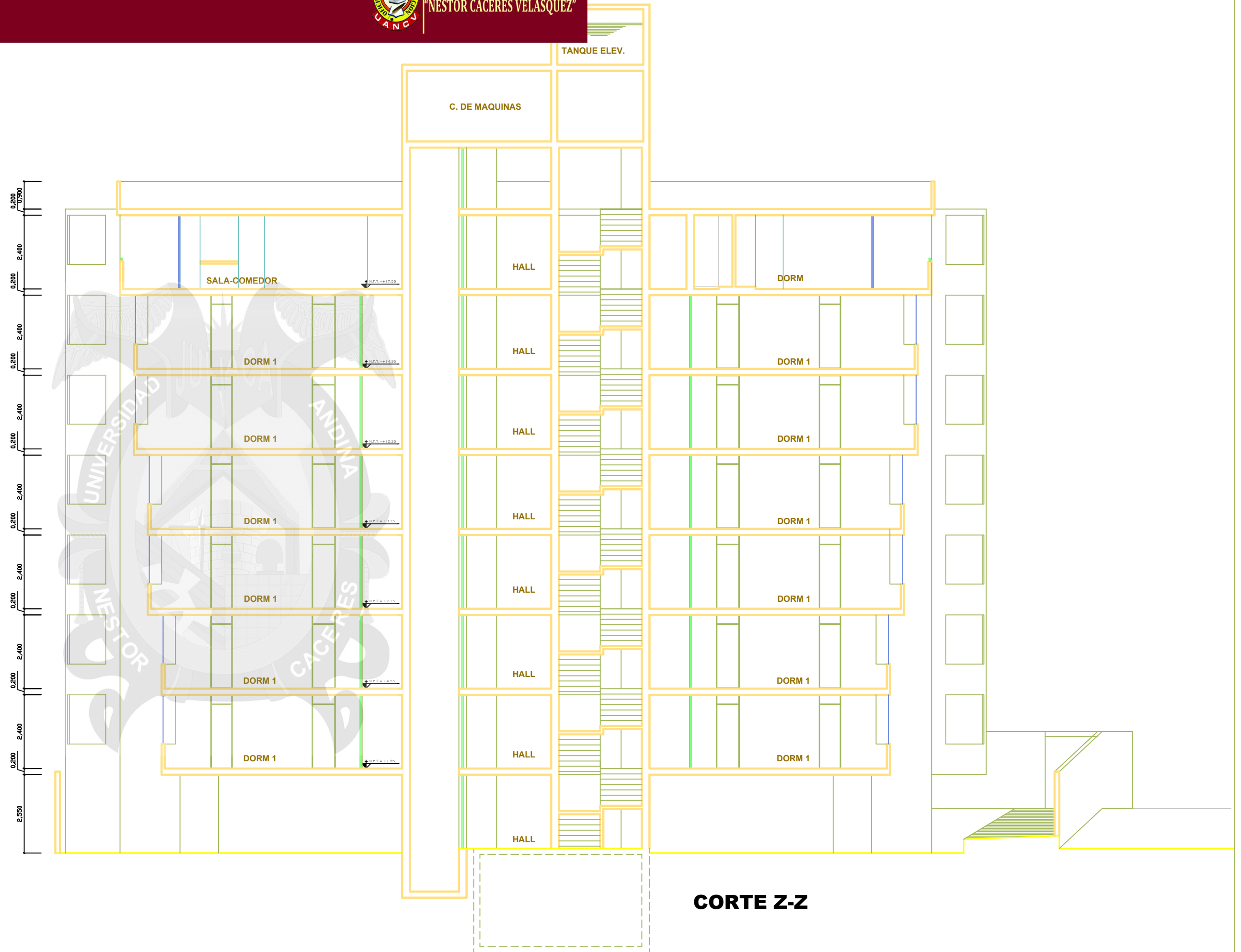




ELEVACION



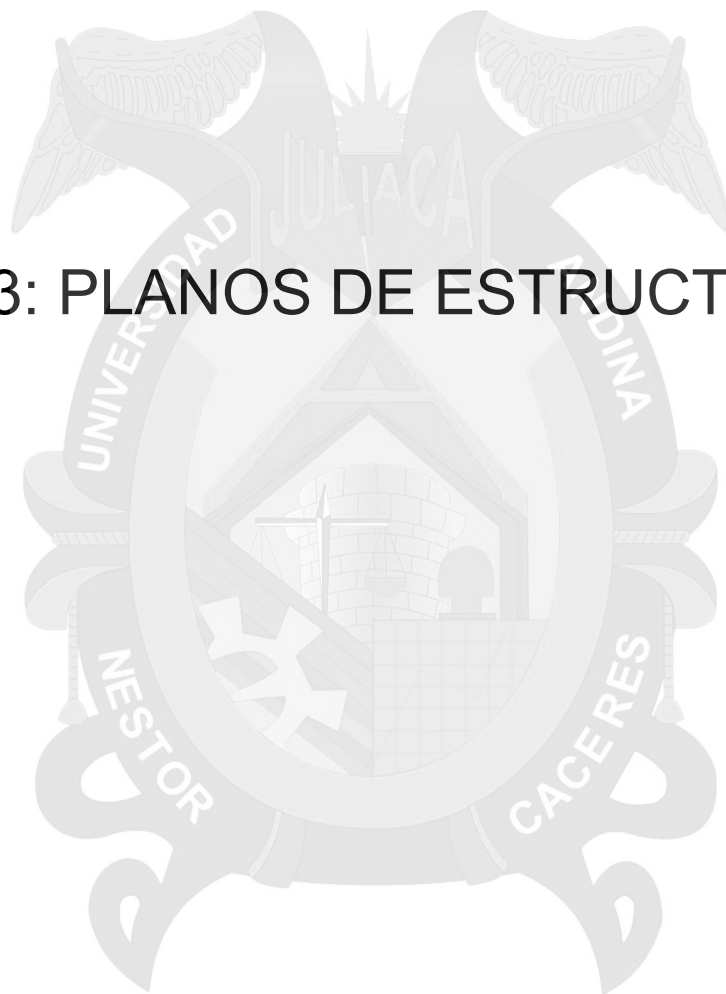


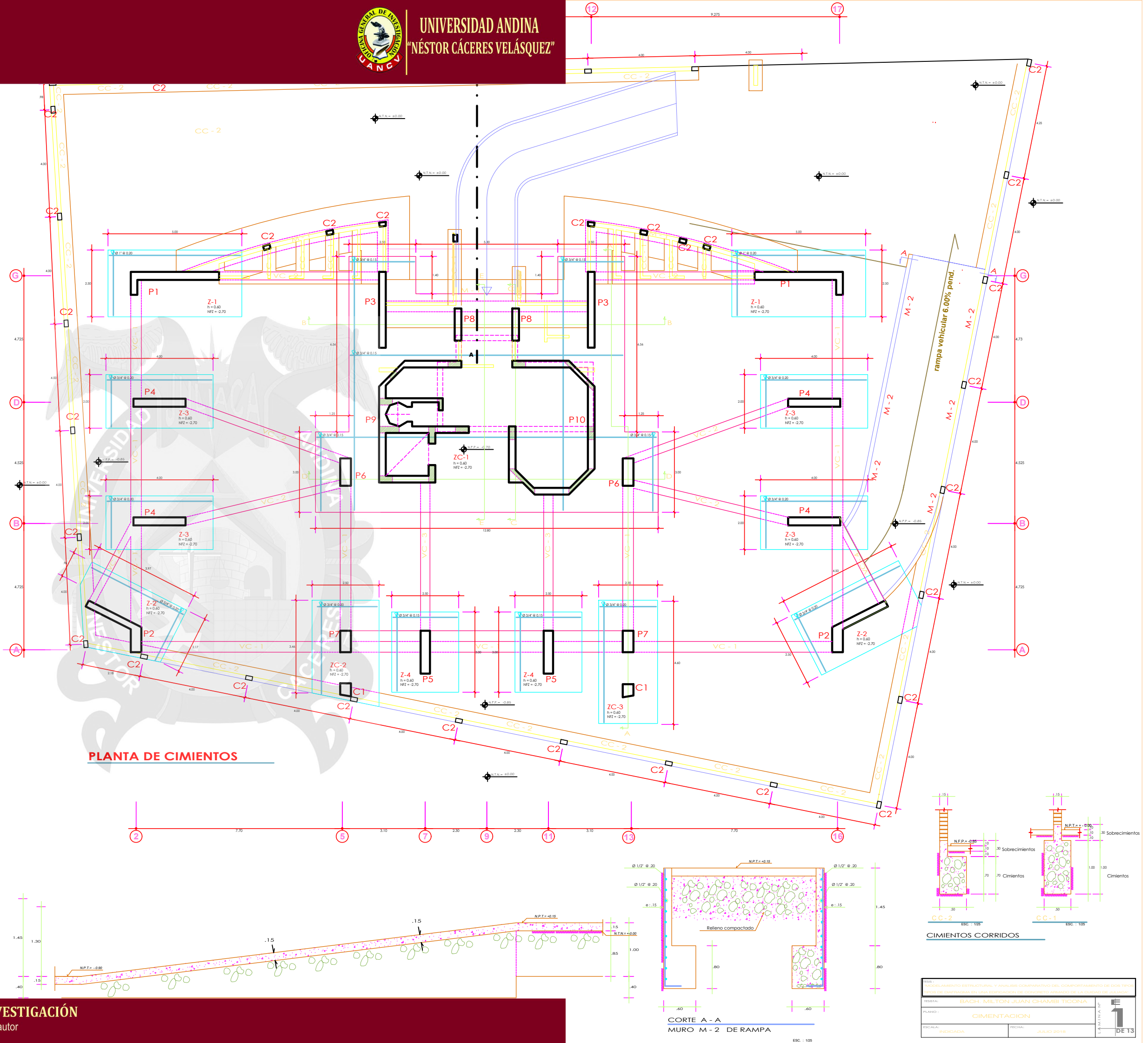


CORTE Z-Z



ANEXO 3: PLANOS DE ESTRUCTURAS.





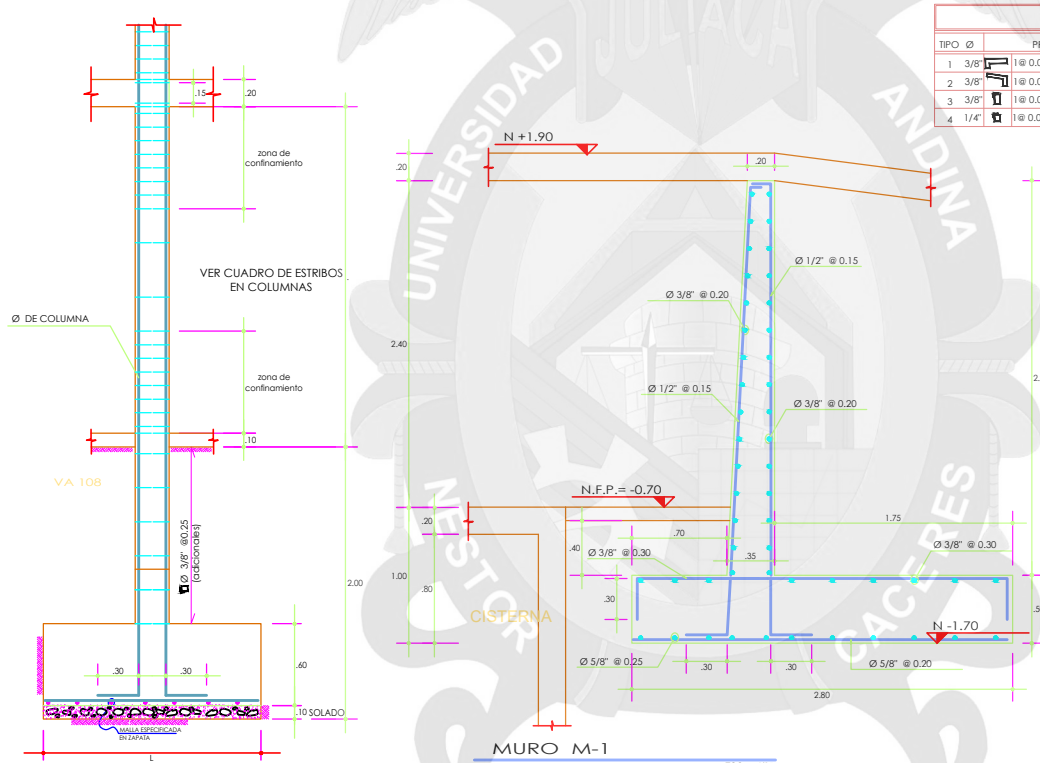


PLACAS Y COLUMNAS

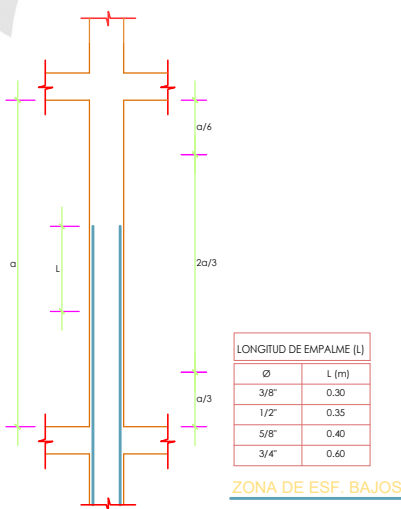
P4	P5	P6	P7	P8	C1	C2
8 Ø 3/4" + 8 Ø 1/2"	8 Ø 3/4" + 10 Ø 5/8"	14 Ø 3/4"	12 Ø 3/4"	10 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	4 Ø 3/8"
TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 4
.25 x 1.95	.40 x 1.60	.40 x 1.00	.40 x .80	.25 x 1.20	.40 x .42	.15 x .25

1°	10 Ø 1" + 10 Ø 5/8"	10 Ø 1" + 9 Ø 5/8"	12 Ø 3/4" + 10 Ø 1/2"	8 Ø 3/4" + 8 Ø 1/2"	8 Ø 3/4" + 10 Ø 5/8"	14 Ø 3/4"	12 Ø 3/4"	10 Ø 3/4"	4 Ø 3/4"	4 Ø 3/8"
TIPO - 1	TIPO - 1	TIPO - 2	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 3	TIPO - 4
SECCION	.25 x .90 x 3.30 "L"	.40 x .93 x 2.20 "L"	.25 x 2.85	.25 x 1.95	.40 x 1.60	.40 x 1.00	.40 x .80	.25 x 1.20	.40 x .42	.15 x .25
DETALLE										
ESCALA : 1/25										
DETALLE	PLACA 1	PLACA 2								

NOTA:
- Las columnas cumplen con la cuantía mínima = 0,01
- Las placas cumplen con la cuantía mínima vertical = 0,025
Según norma NTE - E.000 artículo 15. 4.3.5



DETALLE DE ESTRIBOS EN COLUMNA
DETALLE DE ZAPATAS



LONGITUD DE GANCHO L _{de}	Ø	L de
1/4"	Ø 1/4"	0.10
3/8"	Ø 3/8"	0.15

DETALLE DE LONGITUD DE GANCHO DE ESTRIBO

LONGITUD DE EMPALME (L)	Ø	L (m)
3/8"	Ø 3/8"	0.40
1/2"	Ø 1/2"	0.45
5/8"	Ø 5/8"	0.50
3/4"	Ø 3/4"	0.70

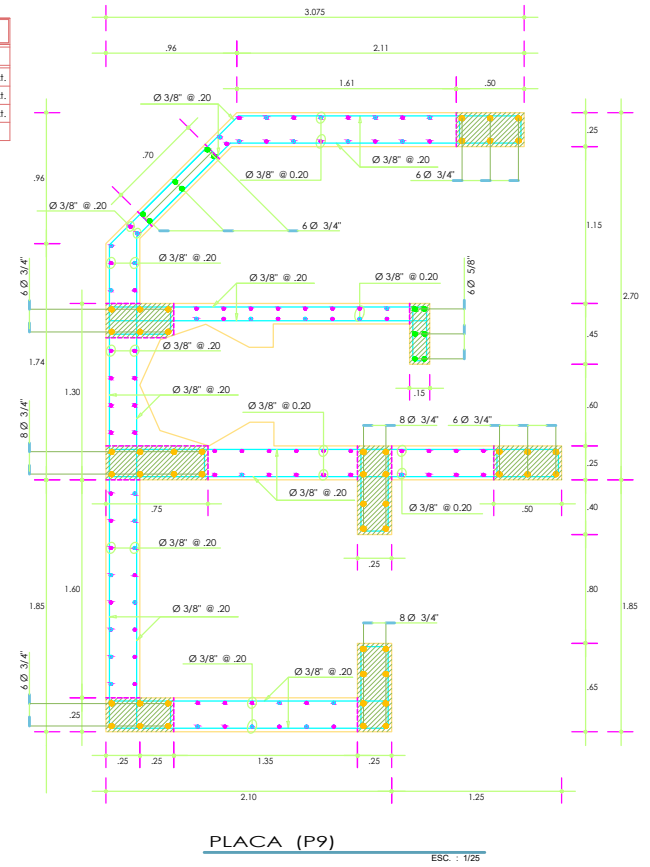
ZONA DE ESF. ALTOS

LONGITUD DE EMPALME (L)	Ø	L (m)
3/8"	Ø 3/8"	0.30
1/2"	Ø 1/2"	0.35
5/8"	Ø 5/8"	0.40
3/4"	Ø 3/4"	0.60

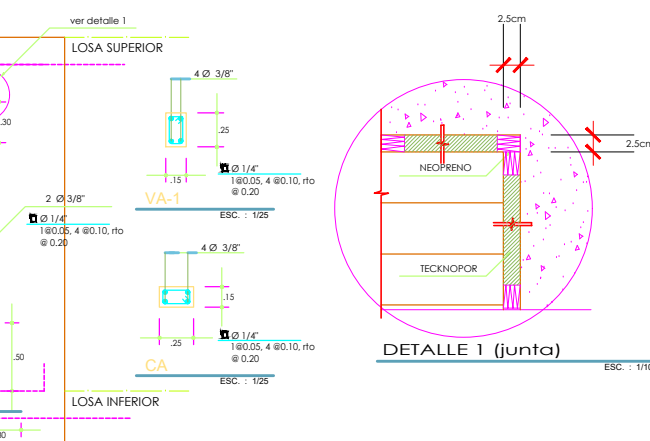
ZONA DE ESF. BAJOS

CUADRO DE ESTRIBOS PLACAS			
TIPO	Ø	PRIMER NIVEL	SEGUNDO - CUARTO NIVEL
1	3/8"	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rto @ 0.20 C/Ext.	1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15, Rto @ 0.20 C/Ext.
2	3/8"	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rto @ 0.20 C/Ext.	1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15, Rto @ 0.20 C/Ext.
3	3/8"	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rto @ 0.20 C/Ext.	1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 4 @ 0.15, Rto @ 0.20 C/Ext.
4	1/4"	1 @ 0.05, 4 @ 0.10, Rto @ 0.25 C/Ext.	1 @ 0.05, 4 @ 0.10, Rto @ 0.25 C/Ext.

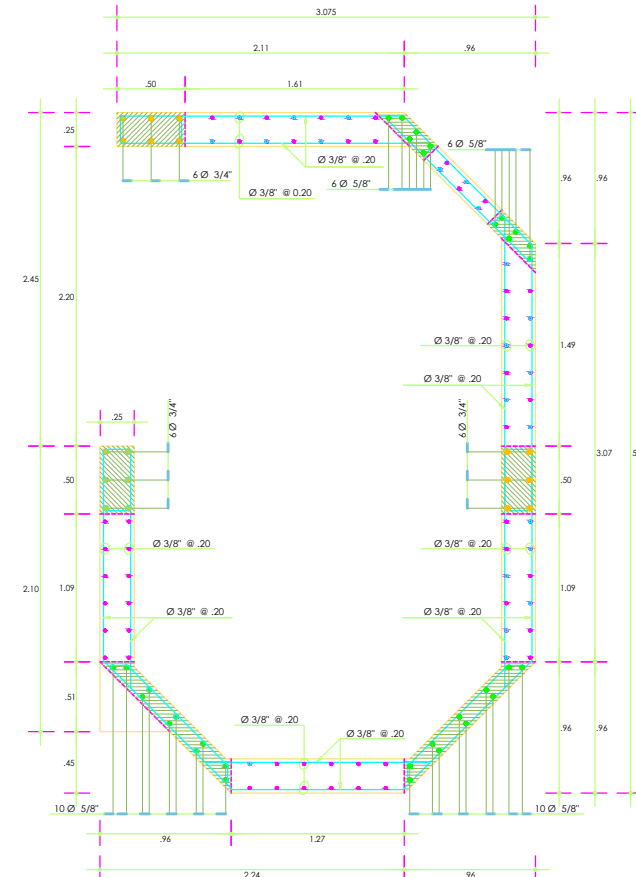
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO	
CIMENTOS	: Cemento - Hornigón 1:10 + 30% de piedra grande 8" max.
SOBRECIMENTOS	: Cemento - Hornigón 1:8 + 25% de piedra grande 3" max.
SOLIDOS	: f _c = 140 Kg/cm ²
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	: f _c = 210 Kg/cm ²
LOSAS Y VIGAS	: f _c = 210 Kg/cm ²
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION	: f _c = 210 Kg/cm ²
COLUMNAS DE ARRIOSTRE Y TIRANTES	: f _c = 175 Kg/cm ²
ACERO	
FIERRO CORRUGADO	: f _y = 4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS	
VIGAS PERALTADAS	: e = 4 cm
VIGAS CHATAS Y LOSAS	: e = 2.5 cm
VIGAS DE CIMENTACION	: e = 4 cm
COLUMNAS	: e = 2.5 cm
COLUMNETAS Y TIRANTES	: e = 2.5 cm
ZAPATAS	: e = 10.0 cm
PLACAS O MUROS DE CORTE	: e = 2.5 cm
TERRENO	
CAPACIDAD PORTANTE	: 2.73 Kg/cm ²
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	: mín. 2.45 m
ALBAÑILERIA	
TABIQUERIA	: ladrillo KK
Fm	: 35 Kg/cm ²
ESTRUCTURA	
SEGÚN EL ACAPITE 1.6 DE LA NORMA NTE - E.030, 2016 (VIGENTE) ESPECIFICA QUE DEBE CONSIDERARSE:	
A) SISTEMA ESTRUCTURAL SE NORESTENTE	
- La estructura está conformada básicamente por muros de corte que absorben el 70% del cortante basal	
- El resto es absorbido por los porticos de concreto armado	
B) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION	
- E tiempo que demorara la estructura en completar una vibración:	
En la Direccion X -> T _x = 0.37	
En la Direccion Y -> T _y = 0.38	
C) PARAMETROS PARA DEFINIR LA FUERZA SIMICA Y EL ESPECTRO DE DISEÑO	
- Se ha realizado un Analisis Dinamico Tridimensional considerando una superposicion	
- Modal espectral	
- El espectro de diseño se halla con:	
S _a = ZUSG / R (según acapite 4.6.2 norma NTE - E.030, 2016)	
Factor de Zona -> zona 3 Z = 0.35	
Factor de Suelo -> Tipo S 2 S _w = 1.15 (según estudio de suelos)	
Factor de Amp. Sísmica C = 2.5	
Factor de Uso -> vivienda U = 1.0	
Coeficiente de Reduccion de fuerza sísmica R = 6 (según tabla Nro. 7 norma NTE - E.030, 2016)	
Periodo de vibración del suelo T ₀ = 0.6 y T ₁ = 2.0	
D) FUERZA CORTANTE EN LA BASE	
En la Direccion X -> V _x = 352 tn.	
En la Direccion Y -> V _y = 352 tn.	
E) DESPLAZAMIENTOS:	
Desplazamiento Maximo del último nivel 15 cm.	
Desplazamiento Maximo Relativo de entrepiso 0.004 < 0.007	



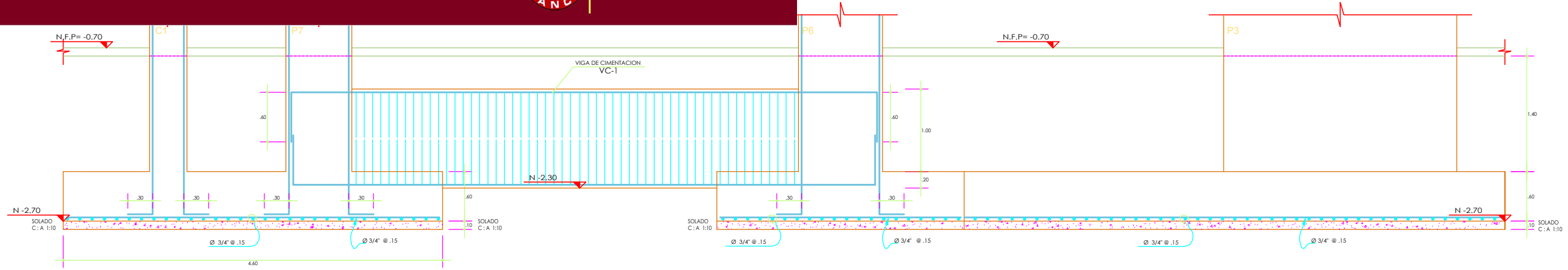
PLACA (P9)



DETALLE 1 (junta)

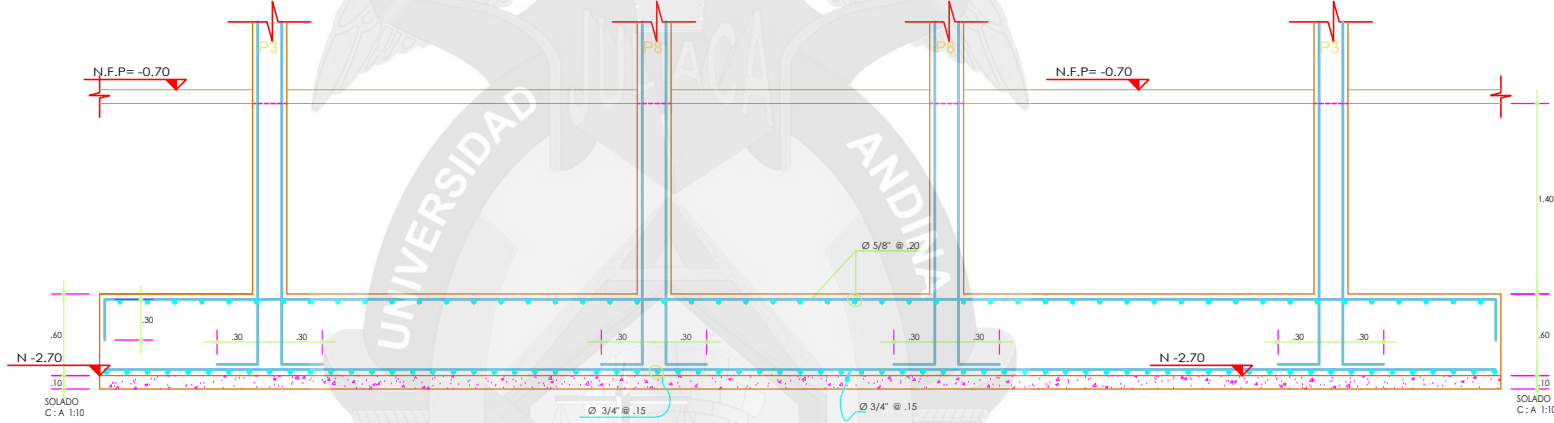


PLACA (P10)



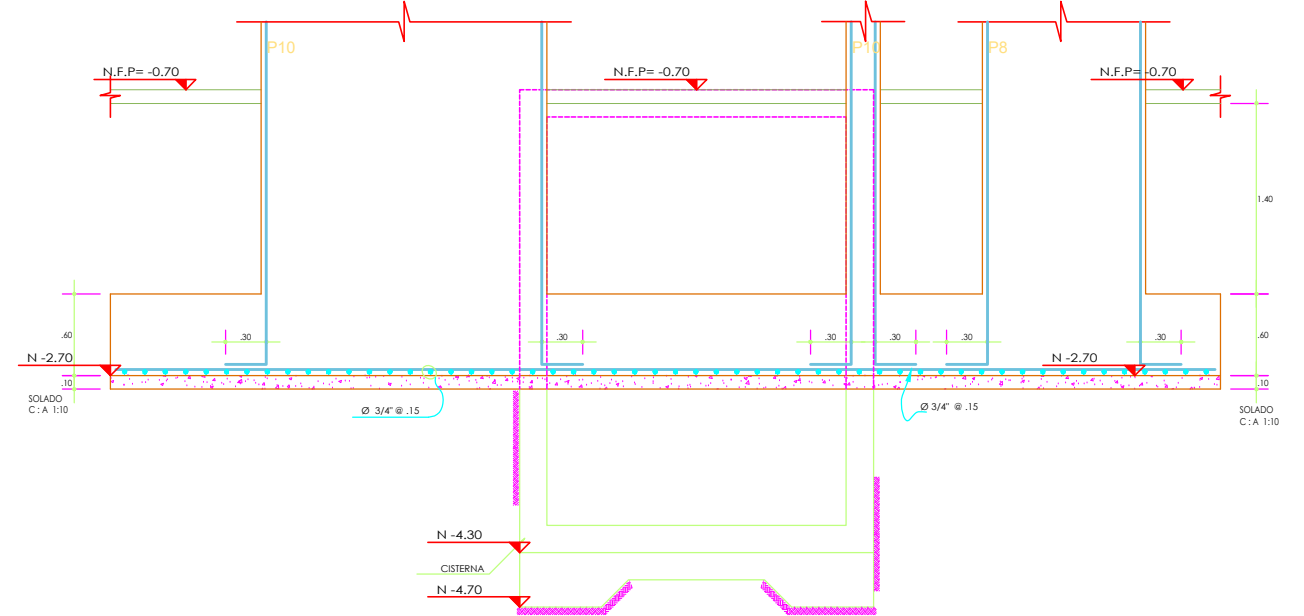
SECCION A-A (DETALLE DE PLATAFORMA)

ESC. : 1/25



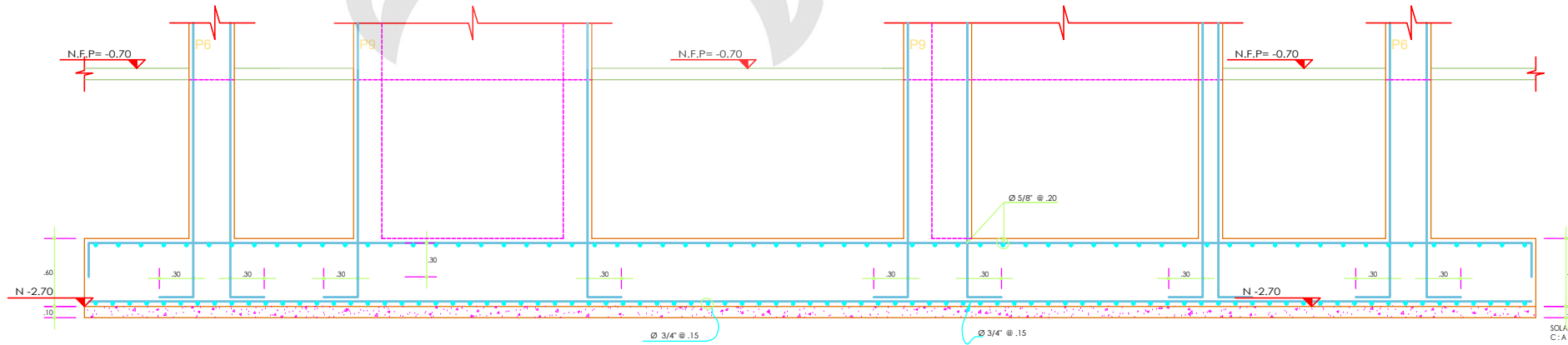
SECCION B-B (DETALLE DE PLATAFORMA)

ESC. : 1/25



SECCION C-C (DETALLE DE PLATAFORMA)

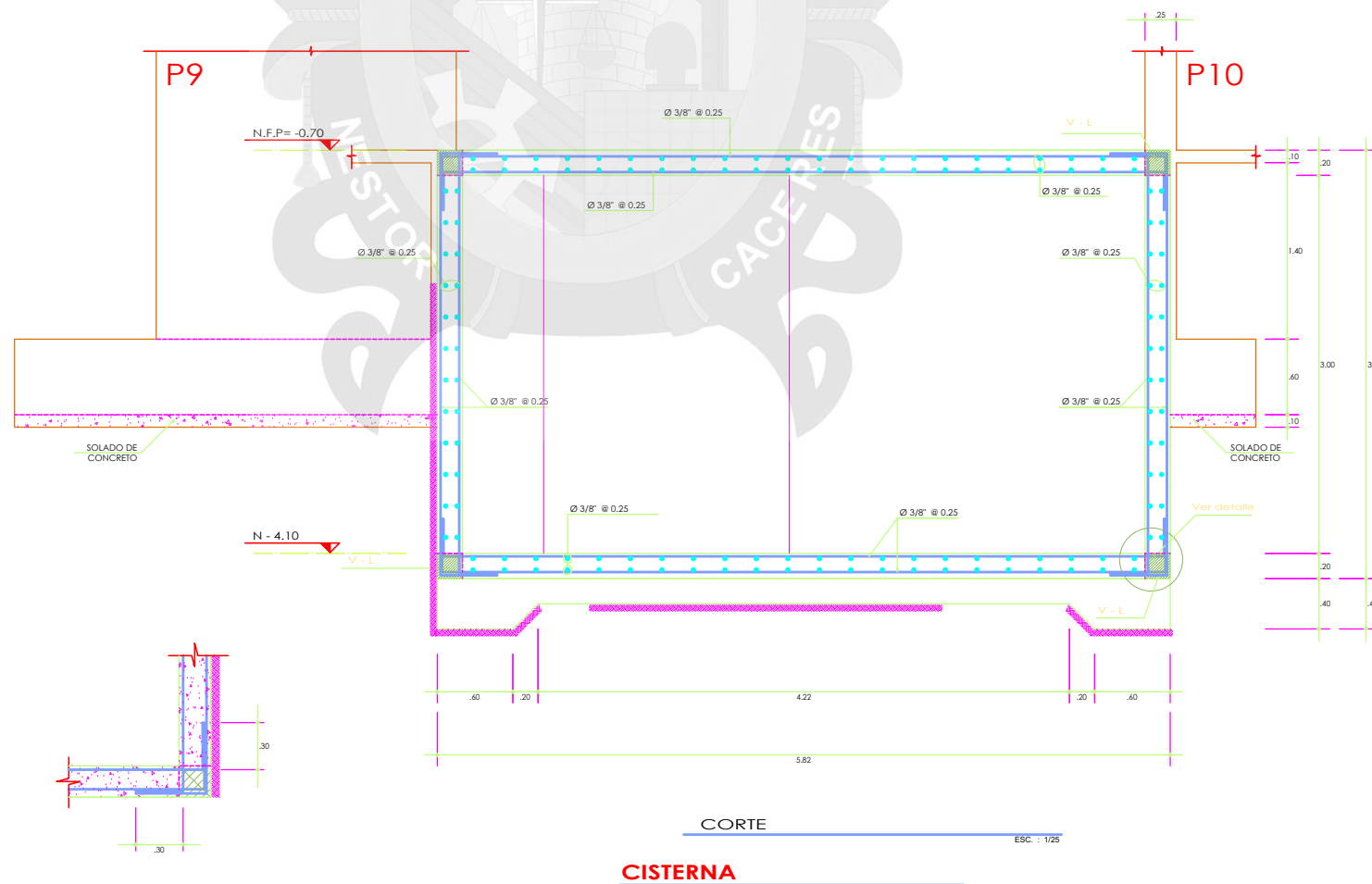
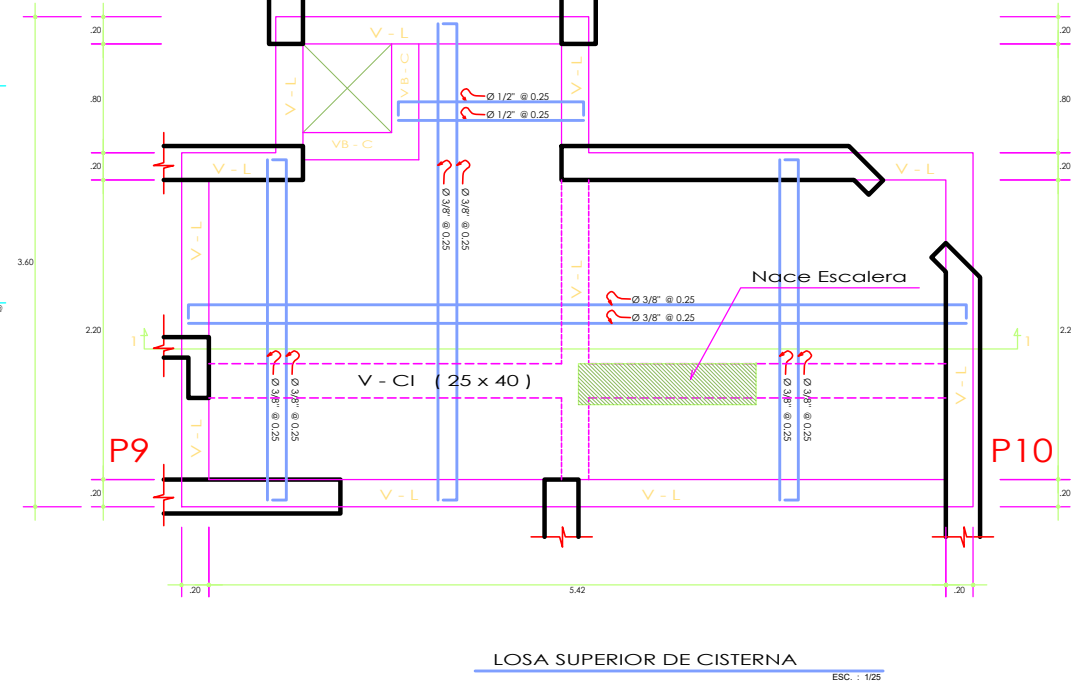
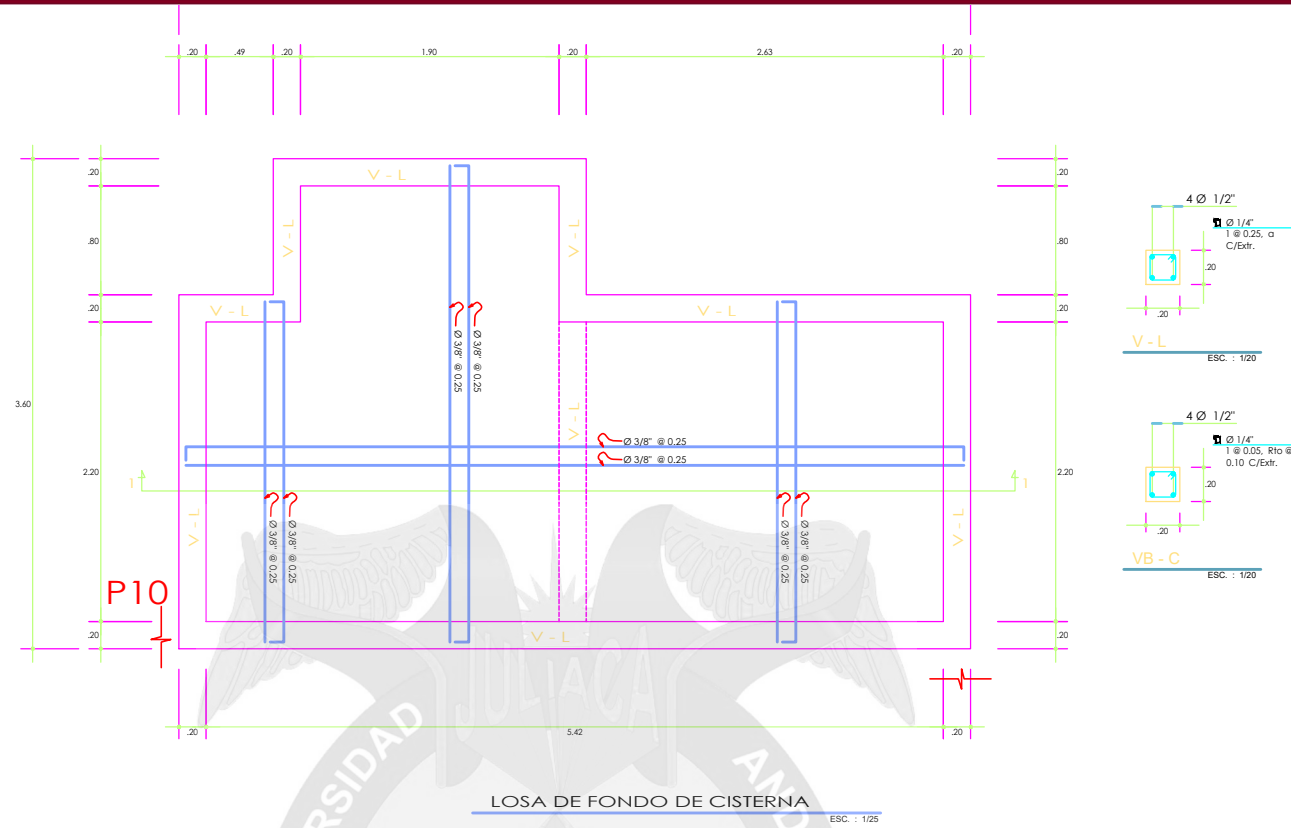
ESC. : 1/25



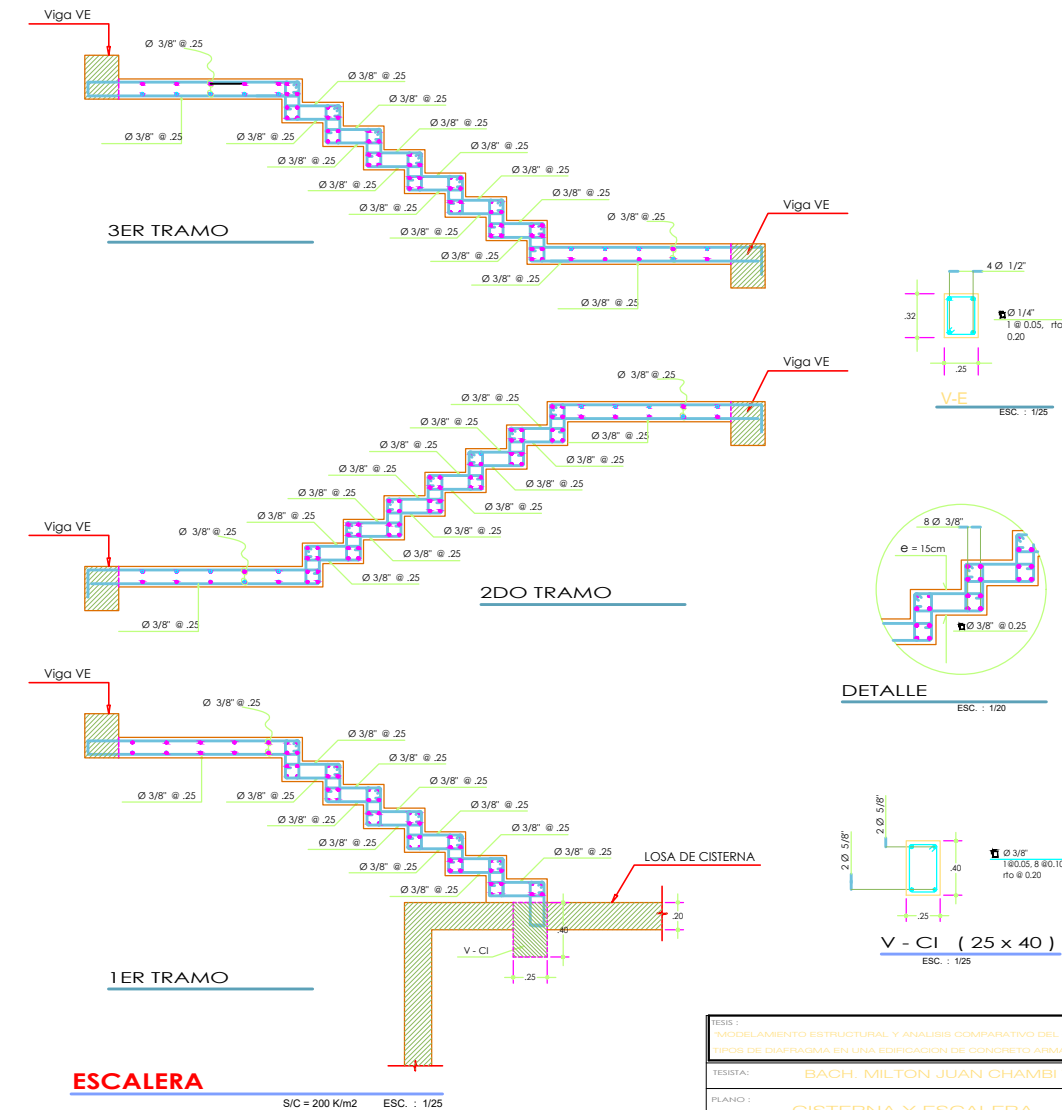
SECCION D-D (DETALLE DE PLATAFORMA)

ESC. : 1/25

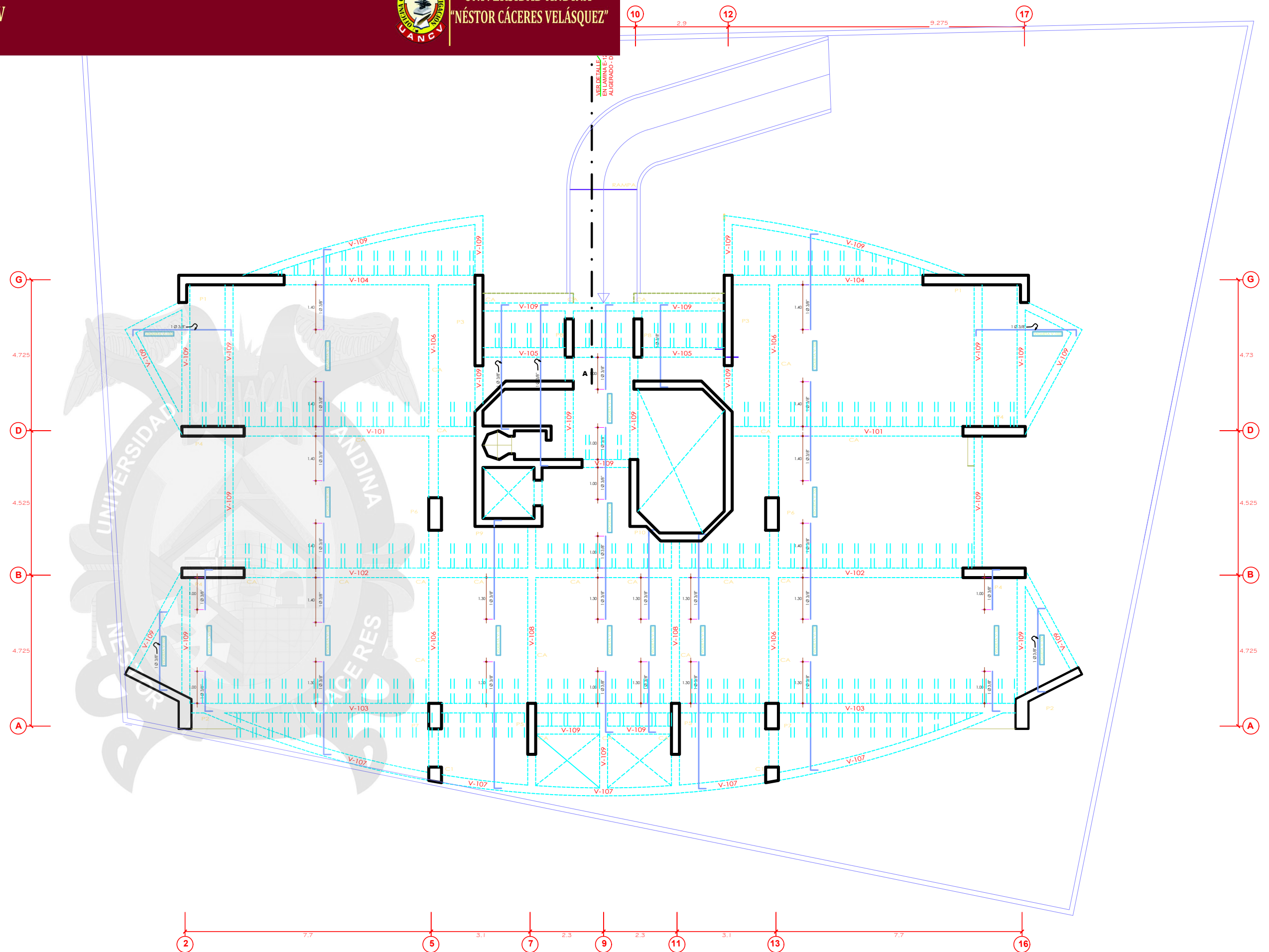
CUADRO DE VIGAS DE CIMENTOS					
NIVEL		VC-1	VC-2	VC-3	VC-4
CIMENTOS	Ø	8 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2"	8 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2"	8 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2"	8 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2"
	■	Ø 3/8" 1 @ 0.05 8 @ 0.10 8 @ 0.15 RTO @ 0.20	Ø 3/8" 1 @ 0.05 8 @ 0.10 8 @ 0.15 RTO @ 0.20	Ø 3/8" 1 @ 0.05 8 @ 0.10 8 @ 0.15 RTO @ 0.20	Ø 3/8" 1 @ 0.05; 4 @ 0.10 4 @ 0.15 RTO @ 0.20
SECCION		.40 x 1.20	.30 x 1.20	.35 x 1.20	.25 x .80
DETALLE					
ESCALA : 1/25					



CISTERNA

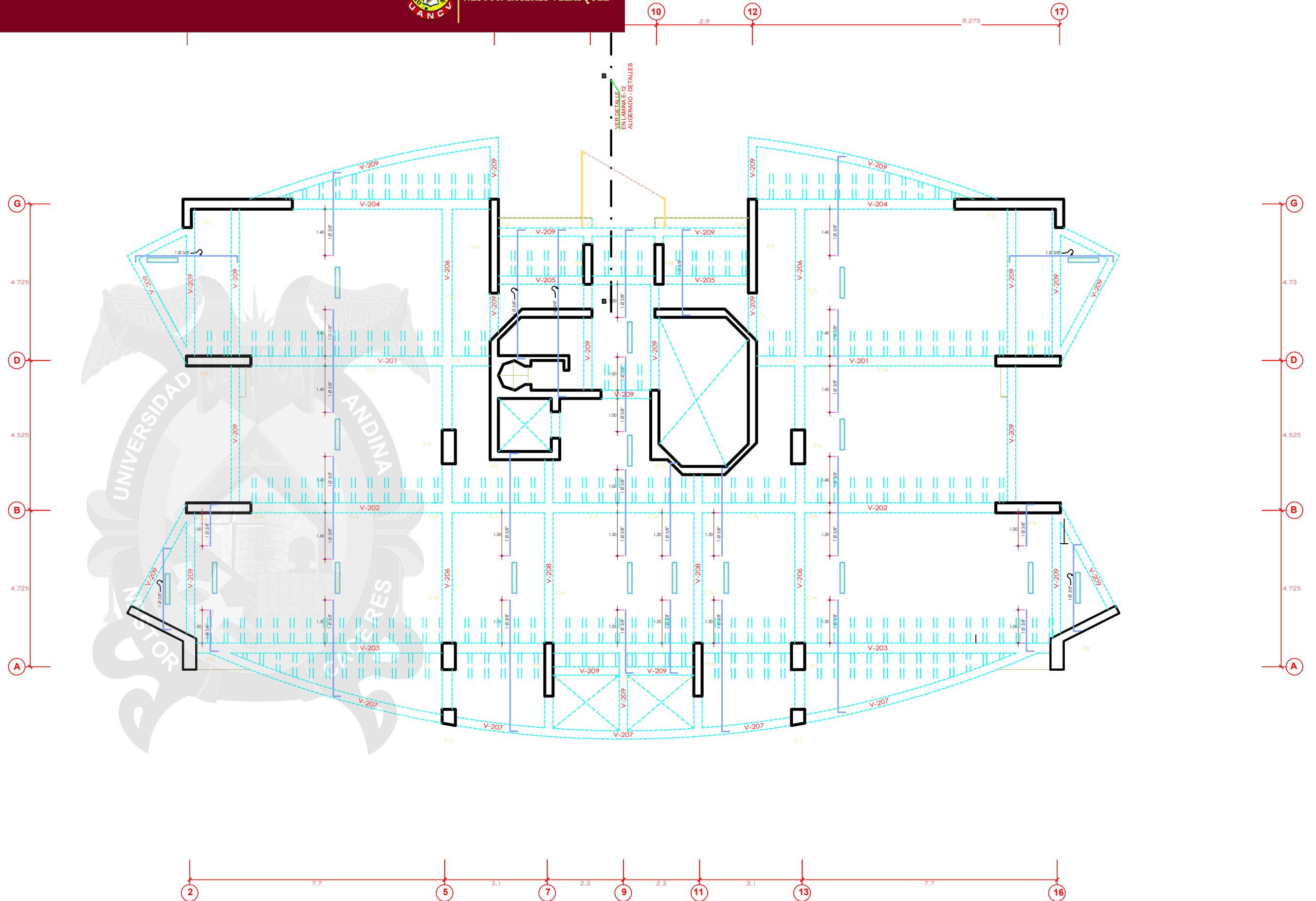


ESCALERA



LOSA ALIGERADA PRIMER NIVEL

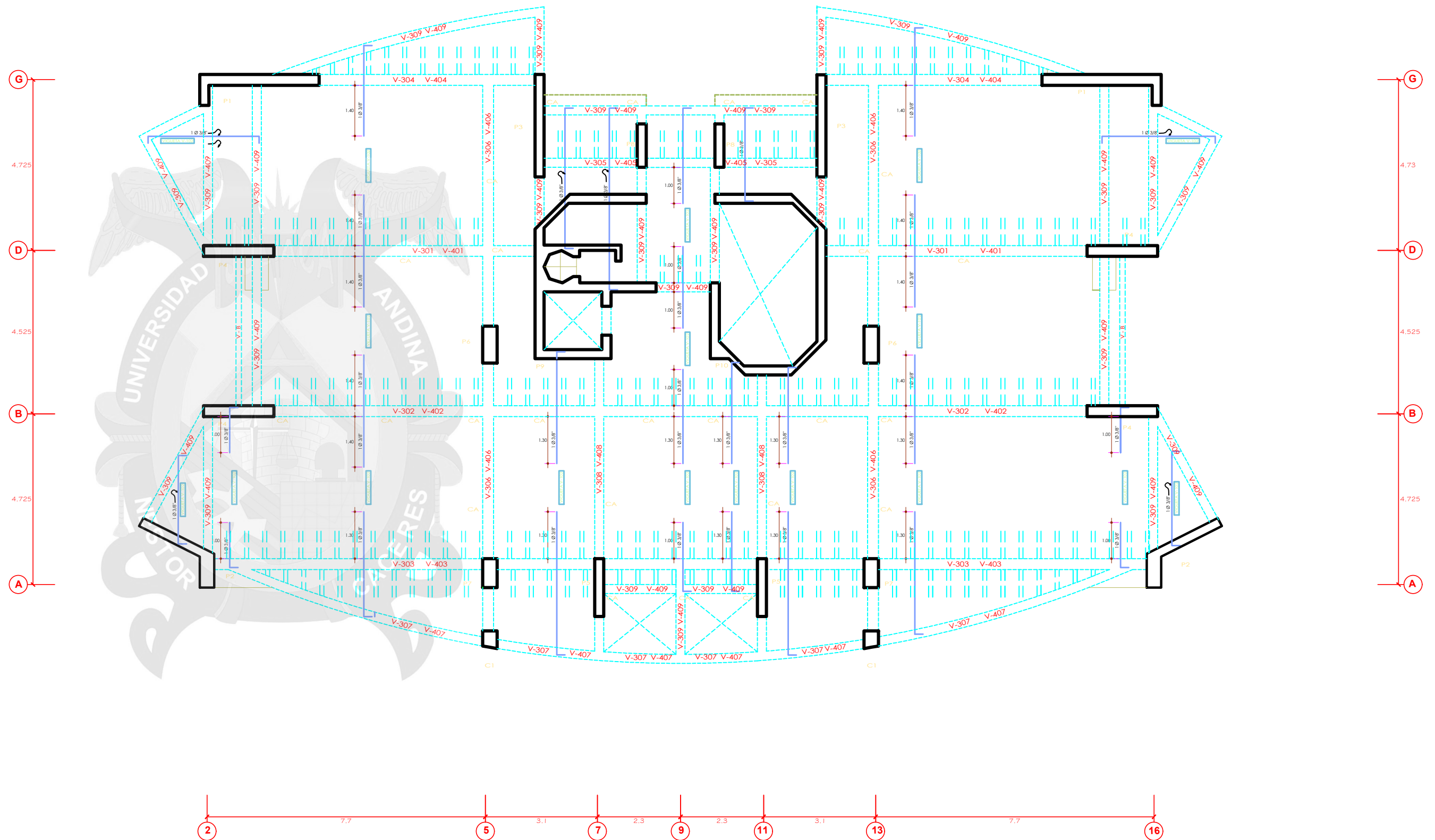
S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m
Nivel +1.30 m



LOSA ALIGERADA SEGUNDO NIVEL

S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m
Nivel +3.90 m

TÍTULO: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE AYACUCHO		LÁMINA N° 6 DE 13
TESISTA:	BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA	
PLANO:	ALIGERADO 2DO NIVEL	
ESCALA:	INDICADA	
FECHA:	JULIO 2018	



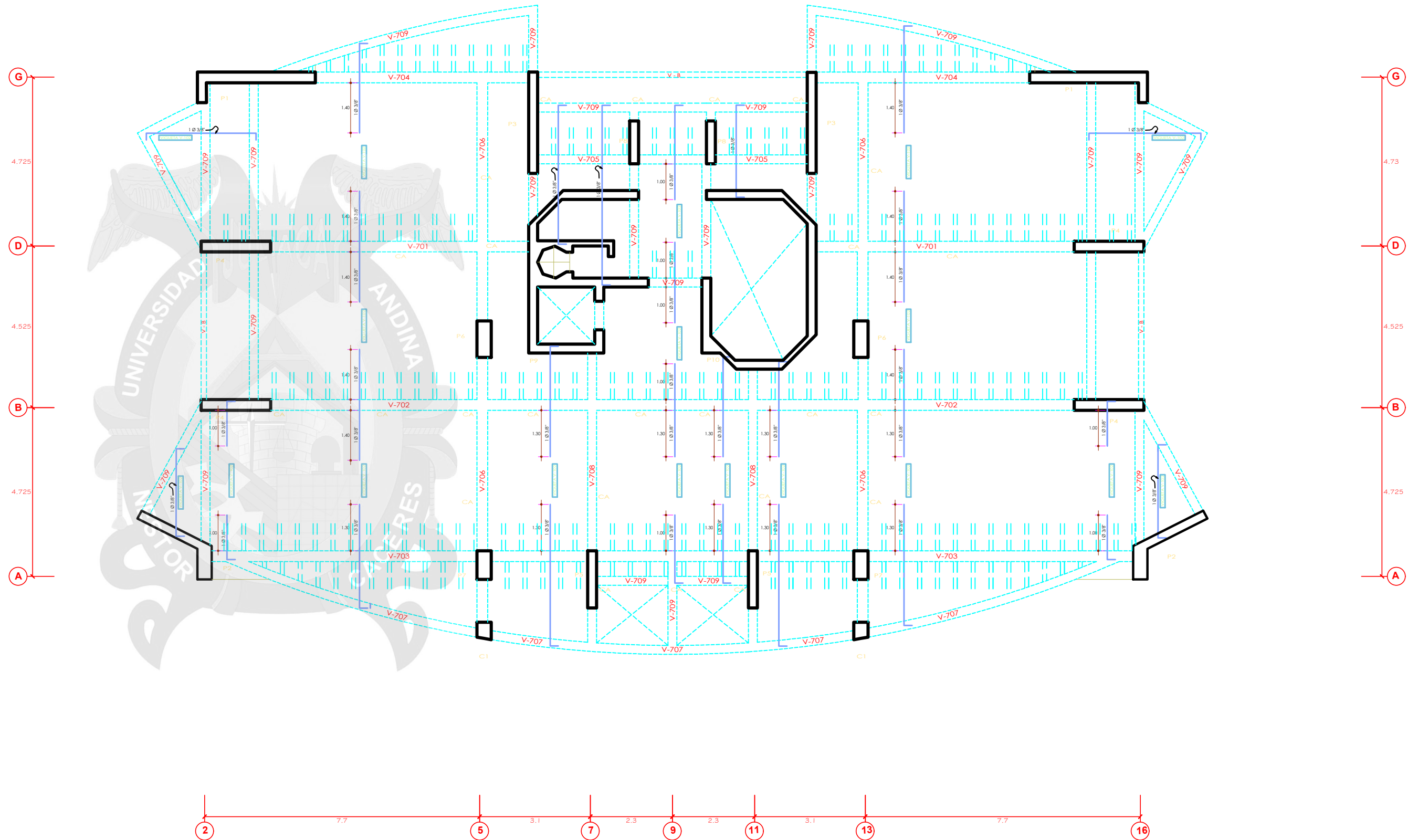
LOSA ALIGERADA TERCER NIVEL - CUARTO NIVEL

S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m
Nivel +6.50 m, + 9.10m

TÍTULO: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE AYACUCHO		
TESISTA:	BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA	
PLANO:	ALIGERADO 3ER Y 4TO NIVEL	
ESCALA:	INDICADA	
FECHA:	JULIO 2018	DE 13



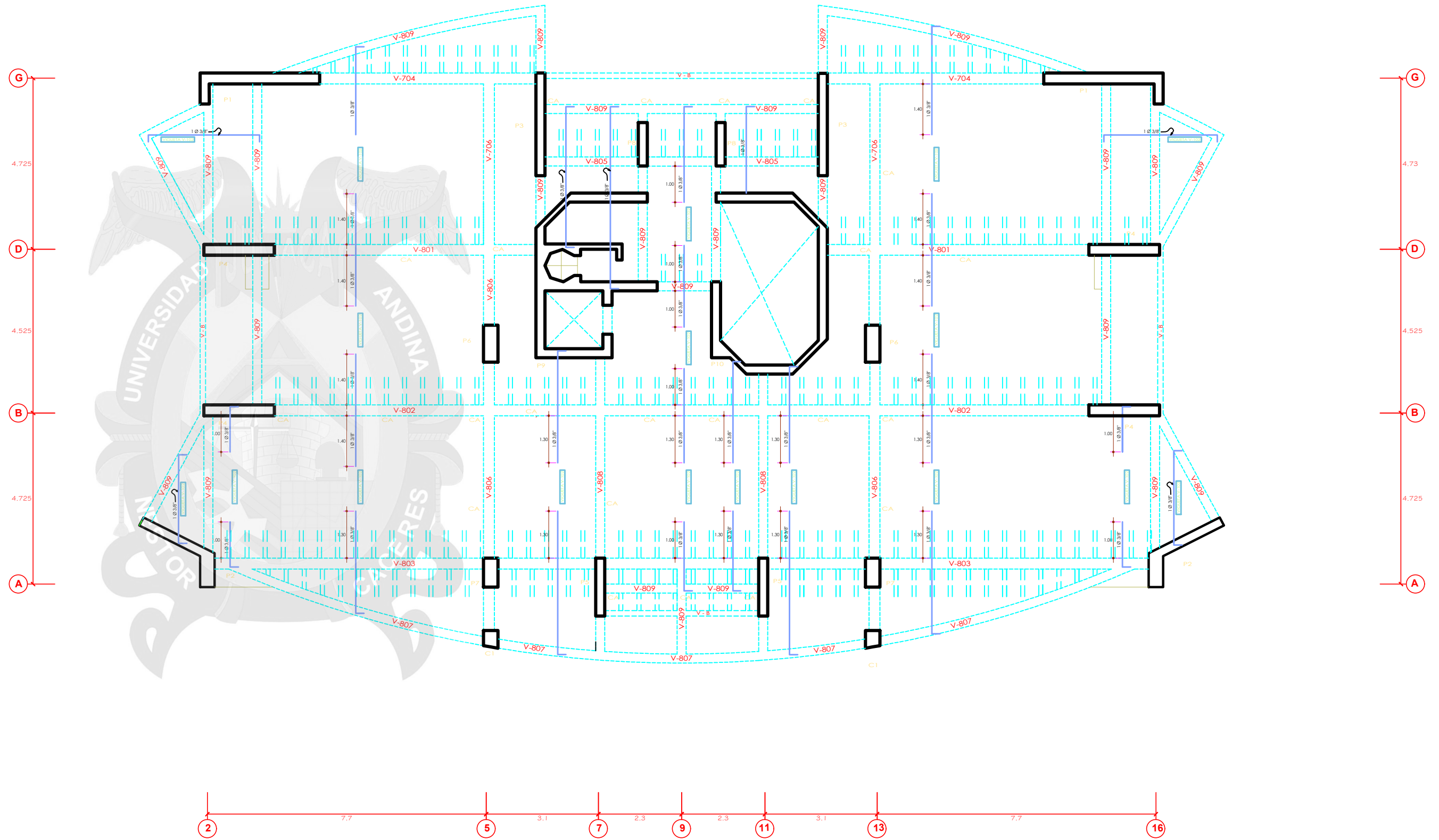
E880.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS TIPOS DE EXPOSICION EN UNA EXPOSICION DE COMPORTAMIENTO ARMADO DE LA CIUDAD DE ALMERIA	
TESTIDA:	BACH: MILTON JUAN CHAMBI TICONA
PLANO: 1	ALIGERADO 5TO Y 6TO NIVEL
ESCALA: INDEGADA	FECHA: JULIO 2018



LOSA ALIGERADA SETIMO NIVEL

S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m
Nivel +16.90 m

TÍTULO: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS TIPOS DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE LA CIUDAD DE AYACUCHO		LÁMINA N° 9 DE 13
TESTISTA:	BACH. MILTON JUAN CHAMBI TICONA	
PLANO:	ALIGERADO 7MO NIVEL	
ESCALA:	INDICADA	
FECHA:	JULIO 2018	



LOSA ALIGERADA 8AVO NIVEL

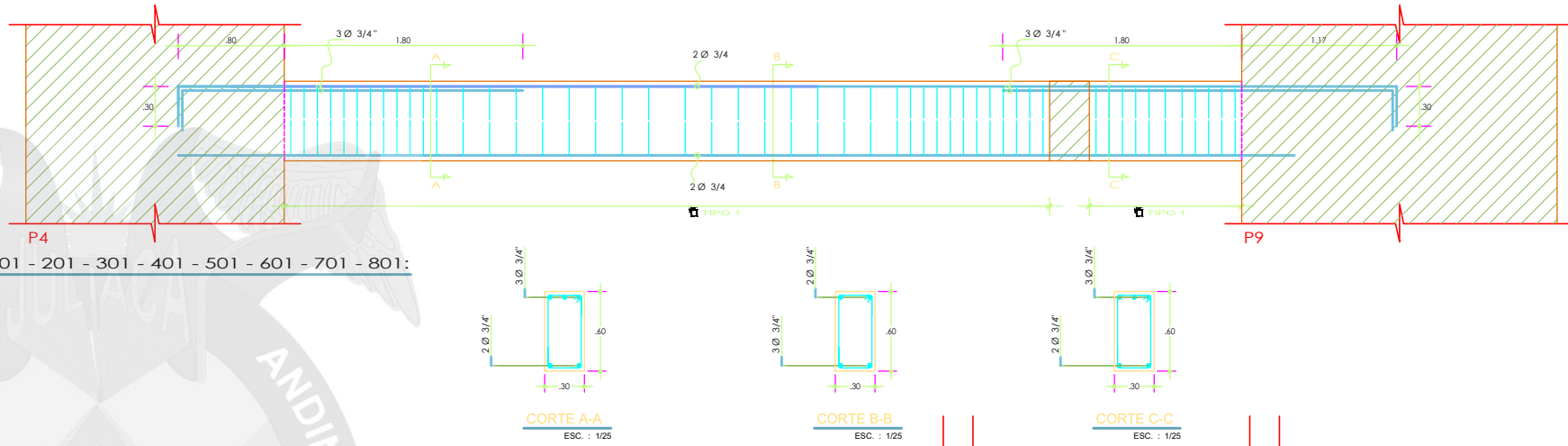
S/C = 150 k/m²
e = 0.20 m
Nivel +19.50 m



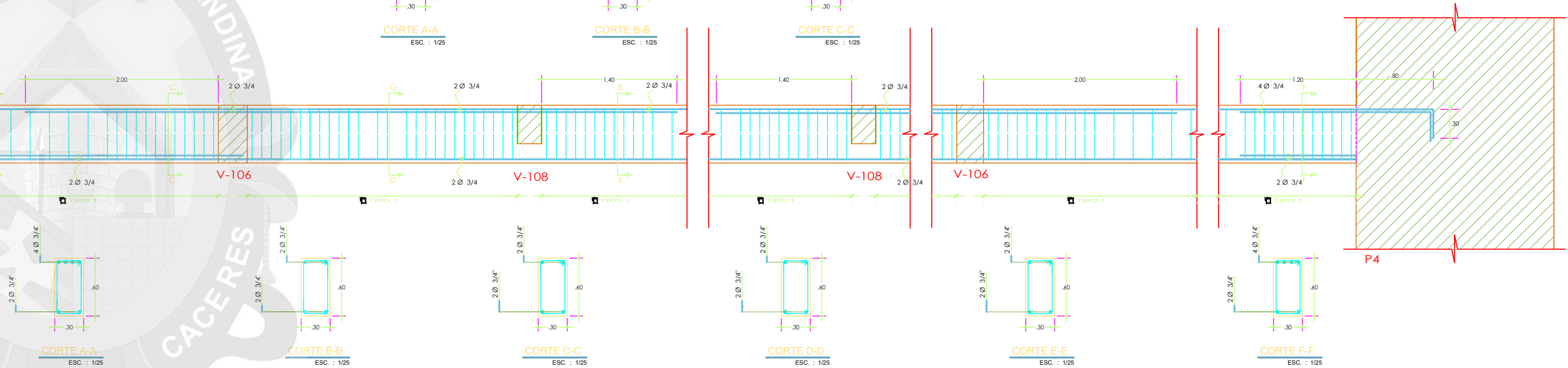
VIGA 104 - 204 - 304 - 404 - 504 - 604 - 704 - 804:
EJE G



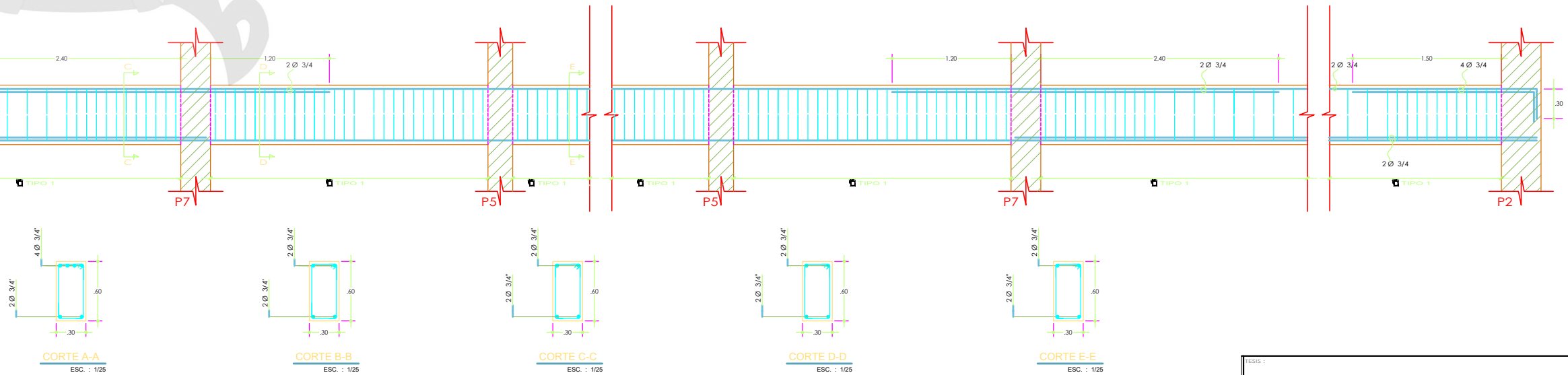
VIGA 101 - 201 - 301 - 401 - 501 - 601 - 701 - 801:
EJE D

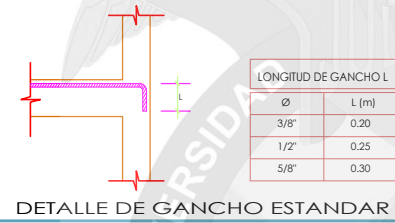
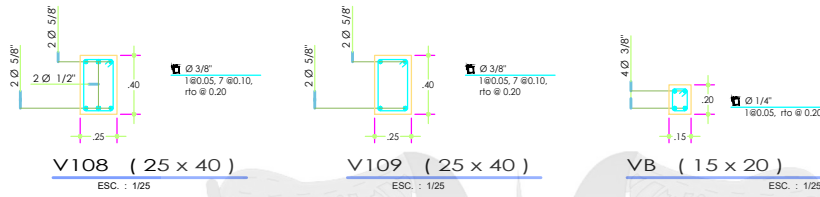
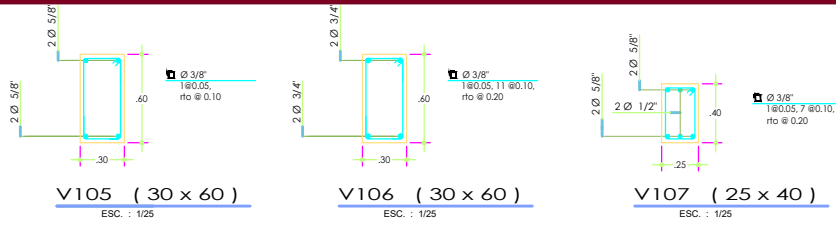


VIGA 102 - 202 - 302 - 402 - 502 - 602 - 702 - 802:
EJE B

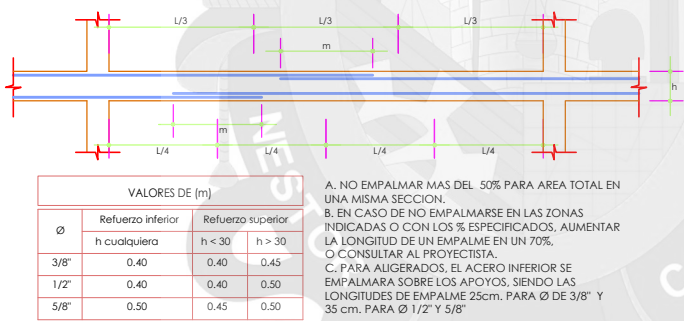


VIGA 103 - 203 - 303 - 403 - 503 - 603 - 703 - 803:
EJE A





Ø	L (m)
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30



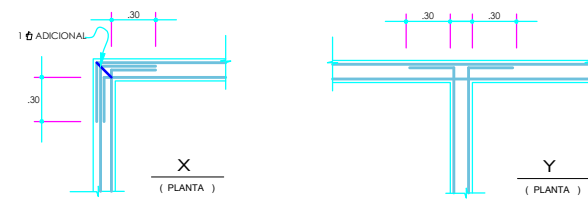
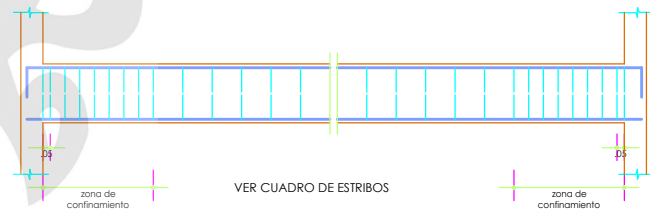
VALORES DE (m)			
Ø	Refuerzo superior		
	h cualquiera	h < 30	h > 30
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.50

A. NO EMPALMAR MAS DEL 50% PARA AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS % ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE UN EMPALME EN UN 70%, O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
C. PARA ALIGERADOS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LAS LONGITUDES DE EMPALME 25cm. PARA Ø DE 3/8" Y 35 cm. PARA Ø 1/2" Y 5/8"

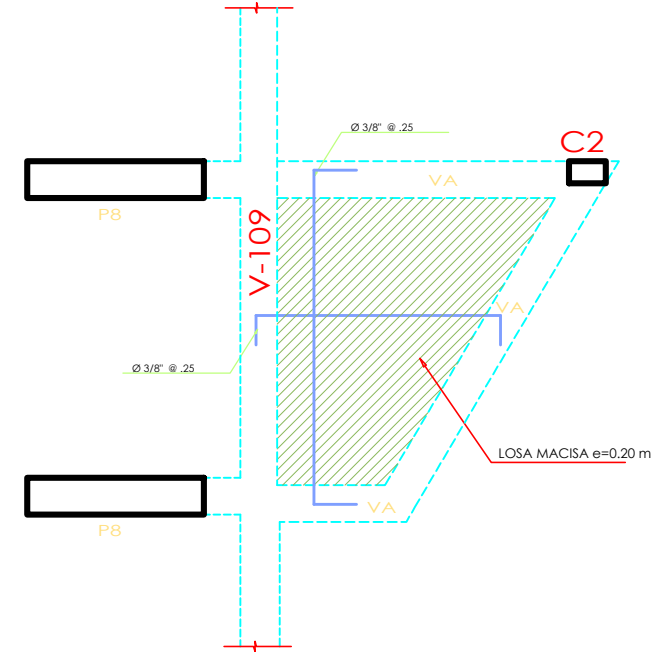
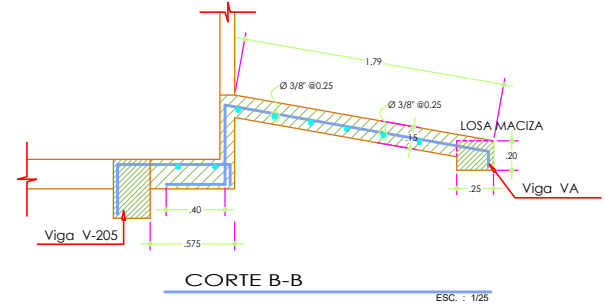
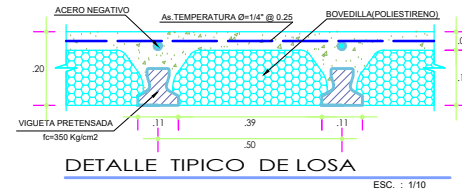
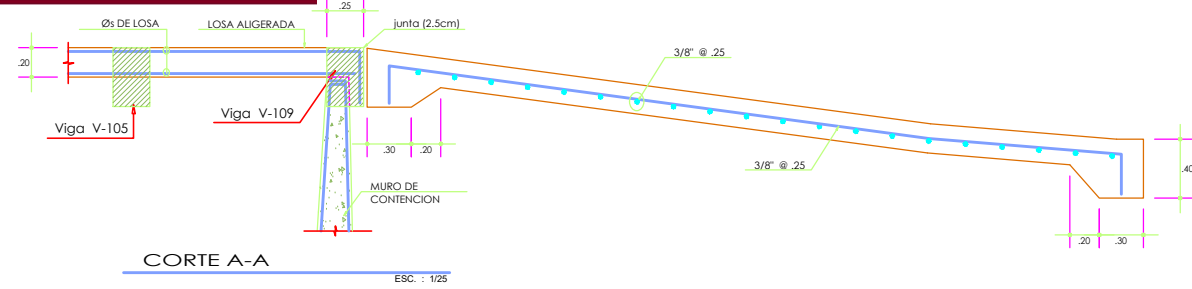
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS LOSAS Y ALIGERADOS

CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS			
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO A / C. EXTREMO	
1	3/8"	1 @ 0.05 , 11 @ 0.10,	Rto @ 0.20 C/Ext.
2	3/8"	1 @ 0.05 ,	Rto @ 0.10 C/Ext.
3	3/8"	1 @ 0.05 , 7 @ 0.10,	Rto @ 0.20 C/Ext.

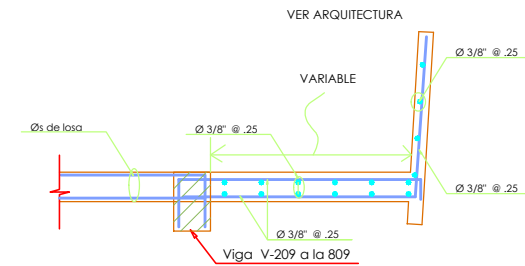
ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS PARA VIGAS



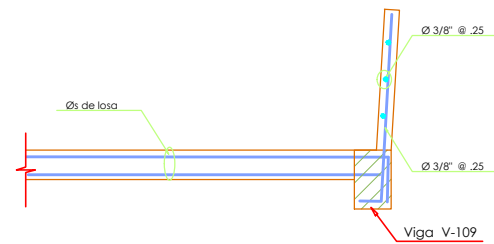
DETALLES DE DOBLADO DE ARMADURA EN VIGAS



CUBIERTA DE LOSA INCLINADA PARA EL INGRESO



DETALLE DE DESPLOME DE MURO

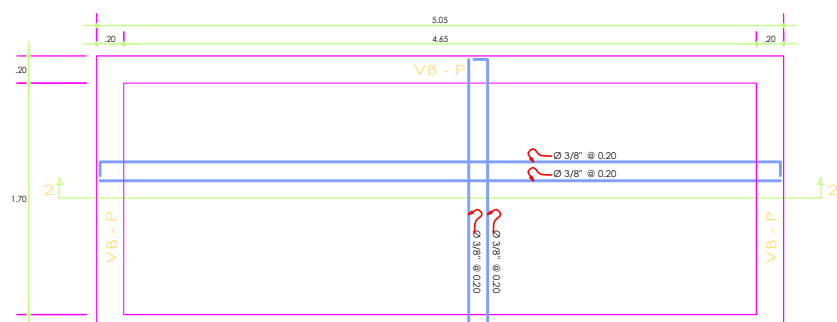
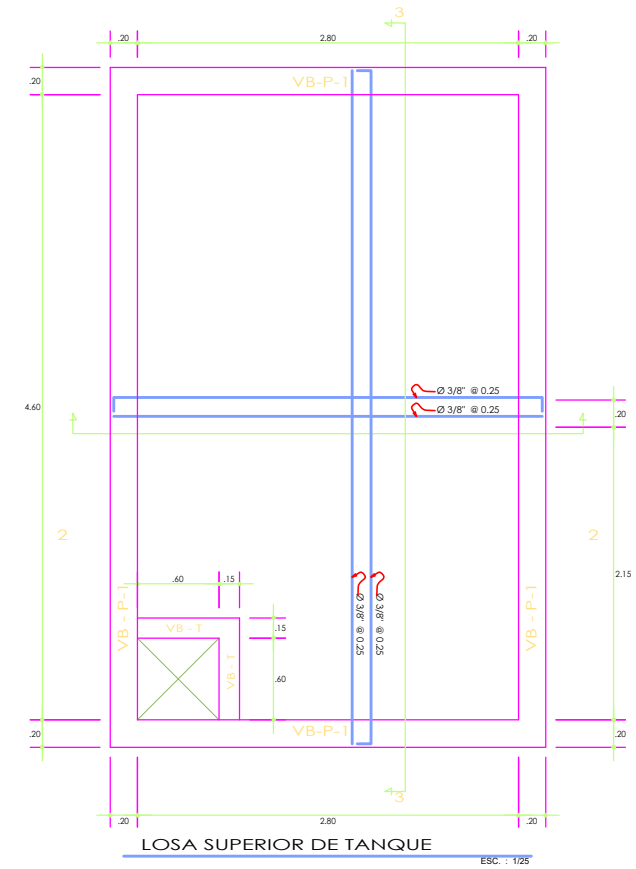
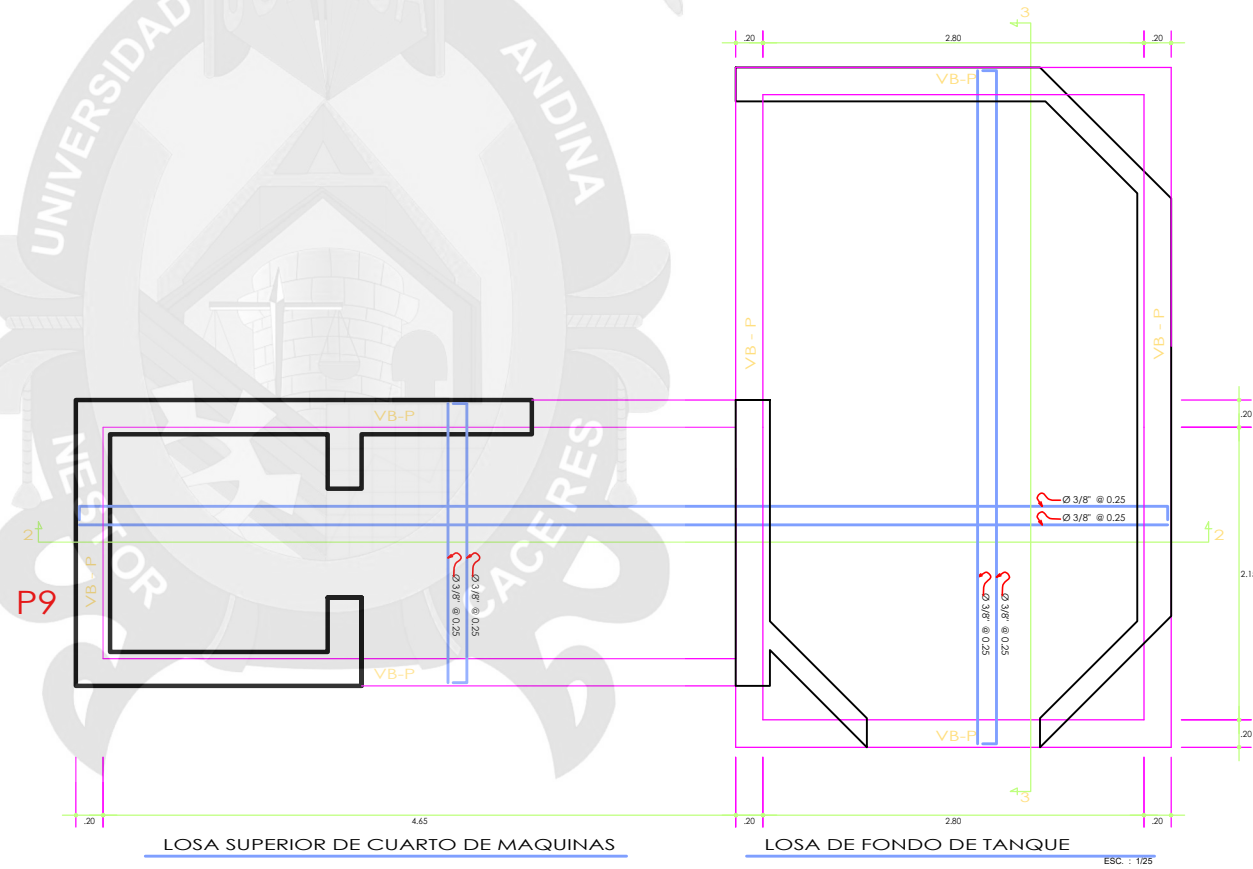
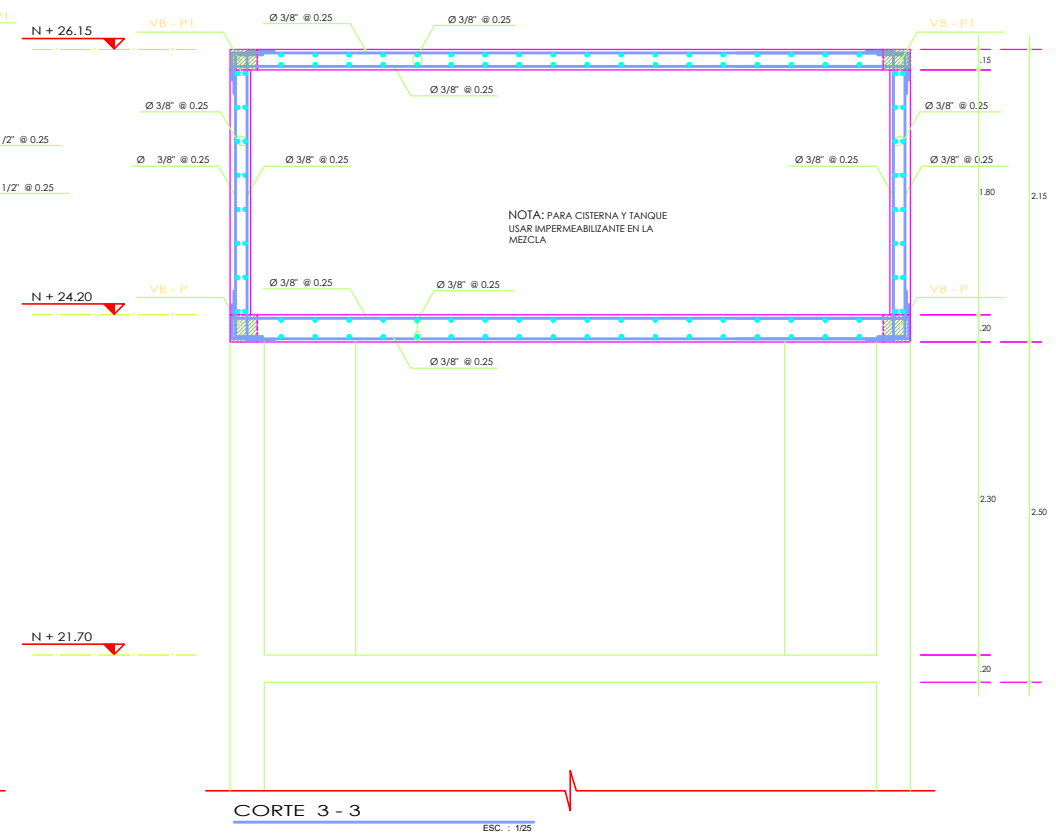
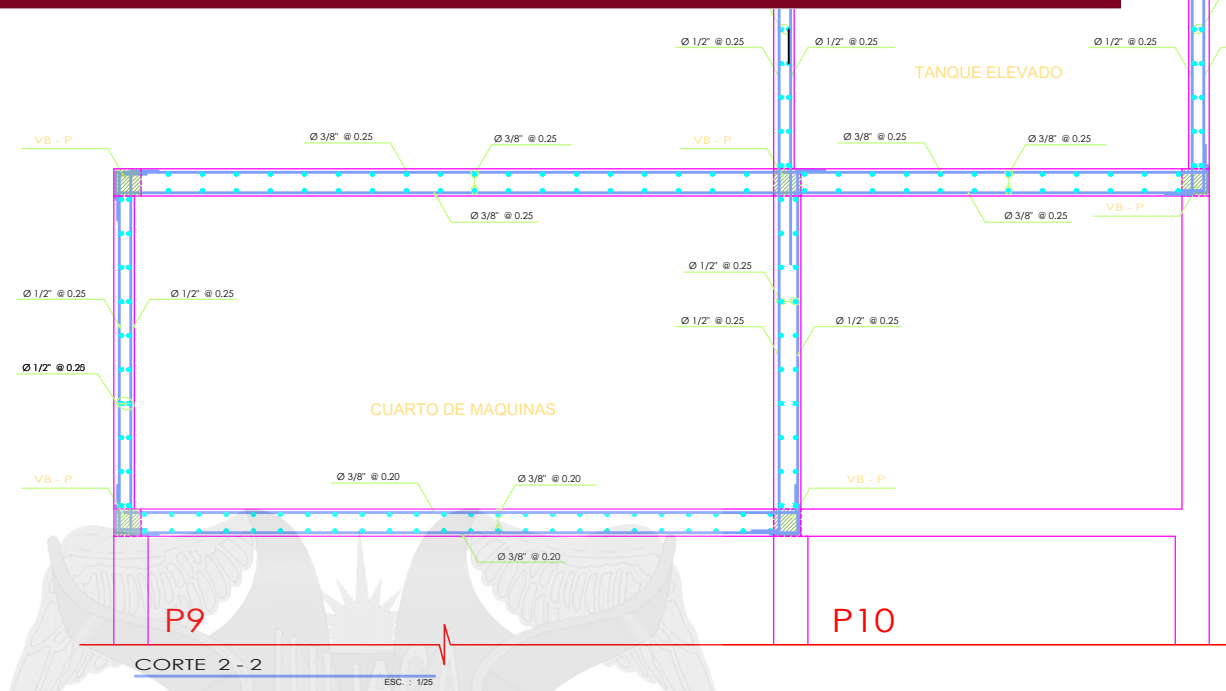


DETALLE DE DESPLOME DE MURO

1ER NIVEL

ALIGERADOS - DETALLES

S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m



DETALLE DE VIGAS

